

ANÁLISES NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL VS BIDIMENSIONAL DE TÚNEIS SUPERFICIAIS – CALIBRAÇÃO DE FATORES DE ALÍVIO

ANA FILIPA BARROS DA COSTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

JUNHO DE 2016

Versão para discussão

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao meu pai

“Dreams save us. Dreams lift us up and transform us. And on my soul I swear until my dream of a world where dignity, honour and justice becomes the reality we all share, I'll never stop fighting. Ever.”

SUPERMAN

AGRADECIMENTOS

Com a finalização deste trabalho gostaria de demonstrar os meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a sua realização, em especial ao meu orientador o Professor Doutor António Topa Gomes por me ter sugerido o tema, disponibilizado todos os recursos e encaminhado para o sucesso.

Agradeço à minha mãe todo o apoio prestado ao longo destes anos de curso e, sobretudo, por todos os sacrifícios que fez para que o pudesse concluir. Sem ela nada disto seria possível.

À minha família, especialmente às minhas primas Célia, Patricia e Rita pelas palavras de incentivo e pelas vezes que me tiraram de casa para descontraír.

Ao Hugo por ser o meu braço direito nesta luta, pela ajuda incondicional, pelas palavras de motivação e acima de tudo pela paciência.

Ao Mestre Cunha que soube dizer as palavras certas nas alturas certas e por sempre me lembrar de que tudo na vida é transitório.

Às minhas amigas e colegas de curso Cíntia, Eva, Isabela e Kátia pelo companheirismo e amizade ao longo destes anos de curso.

A todos eles manifesto a minha profunda gratidão.

RESUMO

A avaliação do comportamento tridimensional de um maciço face à escavação de um túnel superficial é um processo complexo e exige o recurso a ferramentas de cálculo automático, nomeadamente, *softwares* de índole geotécnica com base no Método de Elementos Finitos que permitam a modelação numérica destes problemas. Quando se fala em tridimensionalidade de comportamento dos solos, imediatamente se pensa no desenvolvimento de modelos de cálculo também eles tridimensionais. No entanto, sabe-se que esta tarefa pode ser bastante morosa e exigente quanto aos recursos computacionais, por isso, muitas vezes se opta pela modelação a duas dimensões. Deste modo, na presente dissertação apresenta-se a comparação de resultados provenientes do cálculo numérico tridimensional e bidimensional de um túnel superficial escavado pelo método de escavação sequencial em solo e, paralelamente, a calibração dos fatores de alívio que permitem a simplificação de cálculos 3D em 2D.

De forma a introduzir o tema dedica-se uma parte desta dissertação à exposição dos conceitos associados ao comportamento de túneis superficiais no que diz respeito à deformação proveniente da escavação, interação maciço-suporte e esforços no suporte, enfatizando o efeito tridimensional. Também se faz uma breve introdução ao processo construtivo de escavação sequencial. Para além disso, exibe-se um conjunto de métodos de análise bidimensional que constituem técnicas de cálculo usadas por códigos correntes em geotecnia no contexto da construção de túneis, destacando o método de convergência-confinamento, uma vez que é o princípio base usado na ferramenta de cálculo *Phase 2*.

Reunidos todos os princípios teóricos de análise, apresenta-se o modelo numérico base do túnel superficial usado nos cálculos bidimensionais e tridimensionais, procedendo-se à explanação e comparação de resultados obtidos nos dois processos. Com vista à calibração de fatores de alívio, desenvolve-se um estudo paramétrico no que diz respeito a algumas características geotécnicas do maciço e processo construtivo, recorrendo ao cálculo a três dimensões e, paralelamente, a comparação com resultados provenientes do cálculo bidimensional.

Após a calibração de fatores de alívio com base em resultados de assentamentos superficiais máximos e deslocamentos radiais máximos no coroamento, introduz-se o estudo do caso prático, relativo ao Túnel 4 do Porto, onde, por um lado se efetua um modelo de cálculo tridimensional e se compara com os valores obtidos em obra, derivados da instrumentação, e, por outro lado, se aplica os resultados de calibração de fatores de alívio provenientes do modelo numérico base num cálculo bidimensional.

PALAVRAS-CHAVE: Túneis, Modelação Numérica, Fatores de Alívio, Análises 3D vs 2D

ABSTRACT

The evaluation of the three-dimensional behavior of the ground during the excavation of a shallow tunnel is a complex process and requires the use of automatic calculation tools, particularly geotechnical software based on the Finite Element Method to enable the numerical modeling of these problems. When it comes to soil behavior's three-dimensionality, 3D numerical models result as the natural process to deal with it. However, it is known that this task can be very time-consuming and demanding on computational resources, so commonly the design opts for the two-dimensional modeling. The present work presents a comparison of results from the three-dimensional and two-dimensional numerical calculation of a shallow tunnel excavated in a soil with properties typical from a residual soil by the sequential excavation method and, at the same time, the calibration of split factors that allow the simplification to 2D.

In order to introduce the subject, part of the thesis exposes the concepts associated with the behavior of shallow tunnels regarding the deformation, soil-support interaction and forces on the support, emphasizing the three-dimensional effect. It also makes a brief introduction to the constructive process of sequential excavation. In addition, presents a set of two-dimensional analysis methods used by current geotechnical software in the context of tunneling, highlighting the convergence-confinement method, because it is the principle used by the tool adopted software Phase 2.

During the thesis the application to a shallow tunnel calculated using 2D and 3D models in two, which allowed the presentation and discussion of the obtained results in both calculations and finally the comparison between them. In order to calibrate the load split, it was developed a parametric analysis regarding some ground properties and construction sequence, by using both, 2D and 3D, calculations.

After calibration of load split based on results of maximum surface settlements and maximum radial displacements in the crown, Tunnel 4 in Oporto is introduced, proceeding to the three-dimensional numerical modelling and the comparison between numerical and monitoring results is explored. Additionally, it is applied the calibrated load split factors resulting from the parametric studies performed in the previous sections, to a 2D model, being the results and differences explored.

KEYWORDS: Tunnel, Numerical Modelling, Load Split Factors, 3D vs 2D analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	1
2. CONCEITOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS	3
2.1. ESCAVAÇÃO RECORRENDO AO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL	3
2.2. RESPOSTA DO MACIÇO FACE À ESCAVAÇÃO – COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO	3
2.3. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS À ESCAVAÇÃO	4
2.3.1. DEFORMAÇÕES LONGITUDINAIS E RADIAIS DURANTE A ESCAVAÇÃO	4
2.3.2. DEFORMAÇÕES À SUPERFÍCIE	5
2.4. ESTADO DE TENSÃO NO MACIÇO EM TORNO DO TÚNEL	6
2.4.1. TRAJETÓRIAS DE TENSÕES	6
2.4.2. EVOLUÇÃO DAS ZONAS DE CEDÊNCIA E A SUA RELAÇÃO COM K ₀	8
2.4.3. INTERAÇÃO MACIÇO – SUPORTE	10
2.5. ESFORÇOS NO SUPORTE	11
3. MÉTODOS DE ANÁLISE A DUAS DIMENSÕES DE TÚNEIS SUPERFICIAIS	13
3.1. MÉTODO DE CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO	13
3.1.1. PRINCÍPIO DO MÉTODO DE CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO	13
3.2. MÉTODO DE AMOLECIMENTO PROGRESSIVO DO NÚCLEO (THE PROGRESSIVE SOFTENING METHOD)	16
3.3. THE GAP METHOD	17
3.4. MÉTODO DO CONTROLO DO VOLUME DE SOLO PERDIDO (THE VOLUME LOSS CONTROL METHOD)	18
3.5. MÉTODO DE CONTRAÇÃO (THE CONTRACTION METHOD)	19

3.6. MÉTODO DA PRESSÃO DE GROUT (THE GROUT PRESSURE METHOD)	19
3.7. MÉTODO DA PRESSÃO DE GROUT MODIFICADO (THE MODIFIED GROUT PRESSURE METHOD)	20

4. MODELAÇÃO EM 2D E 3D DE UM TÚNEL SUPERFICIAL - ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA..... 21

4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO	21
4.1.1. DESCRIÇÃO	21
4.1.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO MODELO	22
4.2. MODELAÇÃO EM 3D – SOFTWARE RS3	22
4.2.1. BREVE APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE RS3 E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	22
4.2.2. RESULTADOS	24
4.2.2.1. Tensões e trajetórias de tensões	24
4.2.2.2. Deformações	29
4.2.2.3. Esforços no suporte	35
4.3. MODELAÇÃO EM 2D – SOFTWARE PHASE 2	37
4.3.1. BREVE APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE PHASE 2 E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	37
4.3.2. ESCOLHA DO LOAD SPLIT	38
4.3.3. RESULTADOS	39
4.3.3.1. Tensões e trajetórias de tensões	39
4.3.3.2. Deformações	40
4.3.3.3. Esforços no suporte	43
4.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO CÁLCULO 3D VS 2D	44
4.4.1. TRAJETÓRIAS DE TENSÕES	44
4.4.2. DEFORMAÇÕES	45
4.4.3. ESFORÇOS NO SUPORTE	47

5. ESTUDO PARAMÉTRICO 3D 49

5.1. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO INICIAL	49
5.1.1. COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO	49
5.2. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FASE PLÁSTICA	53
5.2.1. ÂNGULO DE DILATÂNCIA	53
5.3. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	56
5.3.1. ÂNGULO DE ATRITO	56

5.3.2. COESÃO	59
5.4. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FASE ELÁSTICA	62
5.4.1. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	62
5.5. ALTERAÇÕES NO PROCESSO CONSTRUTIVO.....	65
5.5.1. AVANÇO DE ESCAVAÇÃO.....	65
6. CALIBRAÇÃO DOS FATORES DE ALÍVIO	69
6.1. O FATOR DE ALÍVIO	69
6.2. COMO CALIBRAR O FATOR DE ALÍVIO	70
7. CASO PRÁTICO – TÚNEL 4 DA CIDADE DO PORTO	78
7.1. O TÚNEL 4 DO PORTO.....	78
7.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS.....	79
7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	79
7.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TÚNEL 4 DO PORTO EM RS3.....	81
7.4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO.....	81
7.4.2. RESULTADOS.....	83
7.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO CÁLCULO TRIDIMENSIONAL COM A SITUAÇÃO REAL EM OBRA.....	84
7.6. MODELAÇÃO DO TÚNEL 4 DO PORTO EM PHASE 2. CALIBRAÇÃO DE FATORES DE ALÍVIO	86
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 – Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação de um túnel suportado (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)	4
Fig. 2 – Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975)	5
Fig. 3 – Perfil transversal de assentamentos à superfície do terreno. Analogia com elementos estruturais	6
Fig. 4 - Deslocamentos horizontais absolutos à superfície	6
Fig. 5 – Trajetórias de tensões no coroamento	7
Fig. 6 – Trajetórias de tensões nos hasteais	7
Fig. 7 – Trajetórias de tensões nos ombrais	7
Fig. 8 – Trajetórias de tensões na soleira	7
Fig. 9 – Evolução das tensões principais em redor de um túnel superficial de Lee e Rowe (1989). (Almeida e Sousa, 1999)	8
Fig. 10 – Modos de comportamento do terreno na zona do túnel. Adaptado de (Wong e Kaiser, 1991)	9
Fig. 11 – Distribuição longitudinal das tensões e deslocamentos verticais ao longo da linha situada no tecto do túnel (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)	10
Fig. 12 – Curva de reação maciço-suporte (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)	10
Fig. 13 – Comportamento de suportes absolutamente rígidos e flexíveis de túneis circulares (Kochen, 1989)	11
Fig. 14 – Método de convergência – confinamento. (Üçer, 2006)	14
Fig. 15 – Representação gráfica do método de convergência – confinamento – Caso axissimétrico. Adaptado de (Panet, 2001)	15
Fig. 16 – Interação maciço – suporte. Método de convergência – confinamento. (Almeida e Sousa, 1999)	16
Fig. 17 – Modelo de construção para o método de amolecimento progressivo do núcleo	17
Fig. 18 – Método GAP	17
Fig. 19 – Método do controlo do volume de solo perdido. Adaptado de (Möller, 2006)	18
Fig. 20 – Método de contração. Adaptado de (Vermeer e Brinkgreve, 1993)	19
Fig. 21 – Método da pressão de grout (Möller, 2006)	20
Fig. 22 – Método da pressão de grout modificado. Fases de cálculo. (Likitlersuang, Surarak e Balasubramaniam, 2016)	20
Fig. 23 – Esquema do perfil transversal do modelo	21
Fig. 24 – Corte longitudinal da malha tridimensional de elementos finitos	23

Fig. 25 – Divisão do túnel em fatias e sequência construtiva	24
Fig. 26 – Localização espacial dos pontos em análise	25
Fig. 27 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, x$ – Coroamento	25
Fig. 28 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, x$ – Coroamento	25
Fig. 29 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, z$ - Coroamento	26
Fig. 30 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, z$ - Coroamento	26
Fig. 31 – Propagação das zonas de cedência. Plano $z=24$ m.	27
Fig. 32 – Pormenor da propagação das zonas de cedência no contorno do túnel. Plano $z=24$ m.	27
Fig. 33 - Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, x$ - Hasteais	28
Fig. 34 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, x$ - Hasteais	28
Fig. 35 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, z$ - Hasteais	28
Fig. 36 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, z$ - Hasteais	28
Fig. 37 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, x$ - Soleira	29
Fig. 38 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, x$ - Soleira	29
Fig. 39 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma h, z$ - Soleira	29
Fig. 40 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma h, z$ - Soleira	29
Fig. 41 – Curvas de assentamentos superficiais normalizadas na fase final	30
Fig. 42 – Deslocamentos horizontais normalizados à superfície na fase final	30
Fig. 43 – Deformação superficial na fase final	31
Fig. 44 – Deslocamentos totais e vetores de convergência na fase final	32
Fig. 45 – Pormenor dos vetores deslocamento na fase final	32
Fig. 46 – Pormenor da deformada na secção transversal intermédia do túnel na fase final	33
Fig. 47 – Deslocamentos radiais no coroamento – fase final	33
Fig. 48 – Curva de deslocamentos radiais no coroamento – Fase intermédia	34
Fig. 49 – Esforços axiais no suporte – Regime elástico	35
Fig. 50 – Esforços axiais no suporte – Regime plástico	35
Fig. 51 – Momentos fletores no suporte – regime elástico	36
Fig. 52 – Momentos fletores no suporte – regime plástico	37
Fig. 53 – Malha de elementos finitos bidimensional	38
Fig. 54 – Trajetórias em regime elástico - Coroamento	39
Fig. 55 – Trajetorias em regime plástico - Coroamento	39
Fig. 56 – Trajetórias em regime elástico - Hasteais	40
Fig. 57 - Trajetórias em regime plástico - Hasteais	40
Fig. 58 – Trajetórias em regime elástico - Soleira	40

Fig. 59 – Trajetórias em regime plástico - Soleira.....	40
Fig. 60 – Curvas de assentamentos superficiais normalizadas na fase final	41
Fig. 61 - Deslocamentos horizontais normalizados à superfície na fase final	41
Fig. 62 – Evolução de deslocamentos radiais no coroamento.....	42
Fig. 63 - Pormenor dos vetores deslocamento e deformada da secção transversal do túnel na fase final em regime elástico dos materiais (valores em m)	42
Fig. 64 – Esforços axiais no suporte	43
Fig. 65 – Momentos fletores no suporte	43
Fig. 66 – Trajetórias de tensões – 3D vs 2D	44
Fig. 67 – Assentamentos superficiais – 3D vs 2D.....	45
Fig. 68 – Deslocamentos horizontais – 3D vs 2D	46
Fig. 70 – Deslocamentos radiais – coroamento - 2D	46
Fig. 71 – Esforços axiais mobilizados no suporte – 3D vs 2D	47
Fig. 72 – Momentos fletores mobilizados no suporte – 3D vs 2D.....	47
Fig. 73 – Efeitos da alteração de K_0 nos assentamentos superficiais. Fase final	50
Fig. 74 – Efeitos da alteração de K_0 nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	51
Fig. 75 - Efeitos da alteração de K_0 nos esforços axiais no suporte. Fase final	52
Fig. 76 - Efeitos da alteração de K_0 nos momentos fletores no suporte. Fase final.....	52
Fig. 77 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos assentamentos superficiais. Fase final	53
Fig. 78 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	54
Fig. 79 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos esforços axiais no suporte. Fase final.....	55
Fig. 80 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos momentos fletores no suporte. Fase final	55
Fig. 81 - Efeitos da alteração de ϕ' nos assentamentos superficiais. Fase final	56
Fig. 82 - Efeitos da alteração de ϕ' nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	57
Fig. 83 - Efeitos da alteração de ϕ' nos esforços axiais no suporte. Fase final	58
Fig. 84 - Efeitos da alteração de ϕ' nos momentos fletores no suporte. Fase final.....	58
Fig. 85 - Efeitos da alteração de c' nos assentamentos superficiais. Fase final.....	60
Fig. 86 - Efeitos da alteração de c' nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	60
Fig. 87 - Efeitos da alteração de c' nos esforços axiais no suporte. Fase final	61
Fig. 88 - Efeitos da alteração de c' nos momentos fletores no suporte. Fase final	61
Fig. 89 - Efeitos da alteração de E nos assentamentos superficiais. Fase final	63
Fig. 90 - Efeitos da alteração de E nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	63

Fig. 91 - Efeitos da alteração de E nos esforços axiais no suporte. Fase final	64
Fig. 92 - Efeitos da alteração de E nos momentos fletores no suporte. Fase final	64
Fig. 93 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos assentamentos superficiais. Fase final ...	66
Fig. 94 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia	66
Fig. 95 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos esforços axiais no suporte. Fase final	67
Fig. 96 - Efeitos da alteração do avanço de escavação momentos fletores no suporte. Fase final	67
Fig. 97 – Perfil longitudinal do túnel mineiro (Ferreira da Costa, 2001)	78
Fig. 98 – Faseamento construtivo tipo (Ferreira da Costa, 2001)	80
Fig. 99 – Corte transversal B-B (Ferreira da Costa, 2001)	80
Fig. 100 – Fases de escavação (Ferreira da Costa, 2001)	81
Fig. 101 – Perfil geotécnico e secção transversal do túnel	81
Fig. 102 – Malha de elementos finitos do modelo tridimensional do Túnel 4 do Porto	83
Fig. 103 – Sequência construtiva da 1ª fase de escavação	83
Fig. 104 – Curva de assentamentos superficiais normalizados no final da escavação da 1ª fase – RS3	84
Fig. 105 – Caracterização geologica da secção B2. (Lopes et al., 2001)	84
Fig. 106 – Perfil transversal de assentamentos superficiais. (Ferreira da Costa et al., 2002)	85
Fig. 107 – Assentamentos superficiais ao eixo em função do tempo. (Ferreira da Costa et al., 2002)	85
Fig. 108 - Malha de elementos finitos do modelo bidimensional do Túnel 4 do Porto	86
Fig. 109 – Curva de assentamentos superficiais no final da 1ª fase de escavação após calibração de fatores de alívio – Phase 2	87
Fig. 110 – Curvas de assentamento superficial resultado da aplicação de diversos fatores de alívio	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades dos materiais – modelo 1	22
Quadro 2 – Esforços axiais no suporte - 3D vs 2D	47
Quadro 3 – Momentos fletores no suporte – 3D vs 2D	48
Quadro 4 – Modelos de alteração do coeficiente de impulso em repouso	50
Quadro 5 – Alterações de K_0 , assentamento máximo superficial em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	52
Quadro 6 – Alterações de K_0 , deslocamento radial no coroamento em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	52
Quadro 7 - Alterações de K_0 , esforço axial máximo em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	53
Quadro 8 – Modelos de alteração do ângulo de dilatação	53
Quadro 9 - Alterações de ψ' , assentamento máximo superficial em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	55
Quadro 10 - Alterações de ψ' , deslocamento radial no coroamento em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	55
Quadro 11 - Alterações de ψ' , esforço axial máximo em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	56
Quadro 12 – Modelos de alteração do ângulo de atrito	56
Quadro 13 - Alterações de ϕ' , assentamento máximo superficial em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	58
Quadro 14 - Alterações de ϕ' , deslocamento radial no coroamento em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	58
Quadro 15 - Alterações de ϕ' , esforço axial máximo em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	59
Quadro 16 – Modelos da alteração da coesão efetiva	59
Quadro 17 - Alterações de c' , assentamento máximo superficial em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	61
Quadro 18 - Alterações de c' , deslocamento radial no coroamento em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	62
Quadro 19 - Alterações de c' , esforço axial máximo em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	62
Quadro 20 – Modelos de alteração do módulo de deformabilidade	62
Quadro 21 - Alterações de E , assentamento máximo superficial em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a RS3.	64

Quadro 22 - Alterações de E , deslocamento radial no coroamento em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a $RS3$	65
Quadro 23 - Alterações de E , esforço axial máximo em <i>Phase 2</i> e respetivo erro relativamente a $RS3$	65
Quadro 24 - Alterações do avanço de escavação no modelo de cálculo de referência 1	66
Quadro 25 – Calibração do fator de alívio nos modelos de K_0 com base em $s_{v,max}$	71
Quadro 26 - Calibração do fator de alívio nos modelos de K_0 com base em $s_{r,max}$	71
Quadro 27 – Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Parâmetro K_0	71
Quadro 28 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ψ' com base em $s_{v,max}$	72
Quadro 29 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ψ' com base em $s_{r,max}$	72
Quadro 30 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Parâmetro ψ'	72
Quadro 31 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ϕ' com base em $s_{v,max}$	73
Quadro 32 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ϕ' com base em $s_{r,max}$	73
Quadro 33 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Parâmetro ϕ'	73
Quadro 34 - Calibração do fator de alívio nos modelos de c' com base em $s_{v,max}$	74
Quadro 35 - Calibração do fator de alívio nos modelos de c' com base em $s_{r,max}$	74
Quadro 36 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Parâmetro c'	74
Quadro 37 - Calibração do fator de alívio nos modelos de E com base em $s_{v,max}$	75
Quadro 38 - Calibração do fator de alívio nos modelos de E com base em $s_{r,max}$	75
Quadro 39 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Parâmetro E	75
Quadro 40 - Calibração do fator de alívio nos modelos de d com base em $s_{v,max}$	76
Quadro 41 - Calibração do fator de alívio nos modelos de d com base em $s_{r,max}$	76
Quadro 42 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em <i>Phase 2</i> variando fatores de alívio. Distância de avanço d	76
Quadro 43 – Resumo dos fatores de alívio da fase de escavação com base de calibração o $s_{v,max}$...	77
Quadro 44 - Resumo dos fatores de alívio da fase de escavação com base de calibração o $s_{r,max}$...	77
Quadro 45 – Características mecânicas dos materiais e parâmetros do estado de tensão inicial adotados.....	82
Quadro 46 – Calibração de fatores de alívio com base em $s_{v,max}$ do modelo Túnel 4 do Porto	87
Quadro 47 – Fatores de alívio para o parâmetro K_0 do Túnel 4.....	88
Quadro 48 - Fatores de alívio para o parâmetro ψ' do Túnel 4.....	88
Quadro 49 - Fatores de alívio para o parâmetro ϕ' do Túnel 4.....	88

Quadro 50 - Fatores de alívio para o parâmetro c' do Túnel 4	88
Quadro 51 - Fatores de alívio para o parâmetro E do Túnel 4	88
Quadro 52 - Fatores de alívio para o parâmetro d do Túnel 4.....	88

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto Latino

c' - Coesão

c'_{res} - Coesão residual

d – Distância não suportada

D_l – Diâmetro interno na posição final

D_m – Diâmetro interno na posição inicial

E – Módulo de elasticidade ou módulo de Young; Módulo de *deformabilidade*

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

K_{cr} – Coeficiente de impulso em repouso crítico

m_b – Constante dependente das propriedades da rocha

N_{max} – Esforço axial máximo mobilizado no suporte

s – Constante dependente do maciço rochoso

$s_{r,max}$ – Deslocamento radial máximo no coroamento

$s_{v,max}$ – Assentamento superficial máximo

u_d – Deslocamento na zona não suportada

u_R - Deslocamento radial de um ponto da parede do túnel

Alfabeto grego

β – Fator de amolecimento do núcleo

γ – Peso volúmico

λ – Fator de alívio

λ_1 – Fator de alívio na fase de escavação

λ_2 – Fator de alívio na fase de escavação da abóbada inferior e soleira provisória

λ_d – Fator de alívio para a distância não suportada

ν – Coeficiente de Poisson

σ_c – Resistência à compressão uniaxial

σ_r – Tensão interna radial

σ_{r_0} – Tensão interna radial inicial

ϕ' - Ângulo de atrito

ϕ'_{cv} – Ângulo de atrito a volume constante

ϕ'_{res} - Ângulo de atrito residual

ψ' – Ângulo de dilatação

Abreviaturas

DEC - Departamento de Engenharia Civil

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

SEM – Sequential Excavation Method

TBM – Tunnel Boring Machine

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O projeto de um túnel foi, durante anos, considerado o mais complexo no que diz respeito à exatidão dos parâmetros e respetiva análise, tornando-se uma arte empírica de repetição de técnicas que se provaram ser satisfatórias para condições geológicas já experimentadas no passado. A dificuldade de projetar o suporte de um túnel direciona-se, sobretudo, na incerteza do comportamento do terreno no decorrer da escavação, na pouca informação acerca do estado de tensão de repouso do solo e o facto de se tratar de um problema de natureza tridimensional. Em relação à tridimensionalidade é necessário fazer uma análise da interação entre o solo e o suporte na proximidade da frente de trabalho.(Panet, 2001).

A construção de um túnel superficial exige movimentos no solo envolvente que têm repercussões à superfície, podendo provocar danos em estruturas e bens. Desta forma, devem constar no projeto previsões de movimentos as mais fidedignas e próximas da realidade possível. (Almeida e Sousa et al., 2010). Nos dias que correm, essas previsões são mais facilmente obtidas através de cálculos numéricos com recurso a *softwares* de índole geotécnica. Essas ferramentas de cálculo podem ser de carácter bidimensional e tridimensional, baseados no método de elementos finitos e não só. O cálculo a duas dimensões, principalmente, requer da parte do projetista alguma experiência em observação de obras do mesmo género, assim como a relação entre dados comparáveis, uma vez que a escolha de parâmetros geotécnicos é crucial para uma adequada avaliação do comportamento do maciço. O cálculo a três dimensões é já uma ferramenta importante, no entanto, ainda pouco utilizada em projeto de túneis devido ao tempo gasto e grande exigência de recursos computacionais, bem como ao *know-how* necessário.

1.2. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Pretende-se com a realização desta dissertação, numa primeira abordagem proceder-se-á à elaboração de modelos 3D e modelos 2D para túneis superficiais e consequentemente a comparação de resultados e calibração do fator de alívio. Numa segunda fase a recolha de processos e formas de estimativa dos fatores de alívio que determinam o cálculo de um túnel circular e superficial. Os programas de cálculo a usar são o *Phase 2* e *RS3*. Os resultados que advêm do cálculo numérico deverão ser organizados em tabelas, nomeadamente os fatores de alívio, conforme a variação de diferentes parâmetros. Para finalizar, pretende-se desenvolver processos simplificados e dar indicações para a realização de cálculos simplificados a duas dimensões de túneis superficiais.

Sendo assim, a presente dissertação divide-se em 8 capítulos:

No capítulo 2 expõem-se os conceitos associados ao comportamento de túneis superficiais no que diz respeito à deformação proveniente da escavação, interação maciço-suporte e esforços no suporte, enfatizando o efeito tridimensional. Também se faz uma breve introdução ao processo construtivo de escavação sequencial.

No capítulo 3 exibe-se um conjunto de métodos de análise bidimensional que constituem técnicas de cálculo usadas por *softwares* correntes em geotecnia no contexto da construção de túneis.

No capítulo 4 apresenta-se o modelo numérico base do túnel superficial que serve de cálculo a duas e três dimensões, procede-se à explanação de resultados obtidos nos dois cálculos e por fim à comparação de resultados.

No capítulo 5 procede-se à análise paramétrica no que diz respeito às características do solo e processo construtivo, recorrendo ao cálculo a três dimensões e, conjuntamente, a comparação com resultados provenientes do cálculo bidimensional.

A definição de fator de alívio encontra-se no capítulo 6, assim como a sua calibração com base nos resultados da parametrização anteriores.

No capítulo 7 faz-se a descrição do Túnel 4 do Porto relativamente à secção, propriedades geológicas e geotécnicas e processo construtivo, procedendo-se à modelação numérica tridimensional e bidimensional e, por fim, à comparação dos resultados do cálculo automático com os obtidos na realidade derivados da instrumentação durante a obra.

No capítulo 8 apresentam-se as conclusões retiradas dos estudos elaborados em capítulos anteriores e propõem-se desenvolvimentos futuros sobre esta temática.

2

CONCEITOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE TÚNEIS

2.1. ESCAVAÇÃO RECORRENDO AO MÉTODO DE ESCAVAÇÃO SEQUENCIAL

A construção de um túnel pode ser efetuada de várias formas destacando-se os dois principais métodos: com tuneladora - TBM e em escavação sequencial - SEM. A principal característica que os distingue é o equipamento que executa a escavação e coloca o suporte, sendo que o primeiro processo recorre a uma tuneladora e o segundo apresenta uma maior versatilidade de soluções escavação/suporte. A presente dissertação incide na construção de túneis recorrendo ao SEM e por isso se faz uma breve descrição do método.

O método de escavação sequencial foi desenvolvido por Rabcewicz em 1964 e representa, não só um método, mas uma filosofia de projeto baseada em três princípios (De Farias, Junior e De Assis, 2004):

- i. O solo ou maciço rochoso é considerado parte integrante da estrutura do túnel, capaz de suportar parte das cargas devidas à escavação. No caso de escavação em solo, este poderá ser melhorado com *grouting*, ancoragens e entre outras técnicas. A forma do túnel pode ser otimizada de modo a reduzir a concentração de tensões em determinados pontos. Geralmente, a escavação é executada em frações com o objetivo de diminuir o nível de deformações.
- ii. O revestimento deve ser instalado de forma otimizada, funcionando como uma parede cilíndrica fina que apresente uma flexibilidade suficiente para se adaptar à deformação do solo e ao mesmo tempo, suficientemente rígida para absorver esforços de corte e momentos fletores. De facto, o revestimento mais usado é o betão projetado por conferir estas características. É importante salientar que o revestimento só entra em funcionamento, de forma eficaz, quando o arco se fecha.
- iii. O projeto é elaborado com base em dados e experiência locais e o túnel encontra-se em constante observação, sendo que o método de escavação pode ser alterado durante a construção, adaptando-se aos dados de medição.

2.2. RESPOSTA DO MACIÇO FACE À ESCAVAÇÃO – COMPORTAMENTO TRIDIMENSIONAL DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO

A escavação de um túnel é um processo mecânico que consiste, em grosso modo, na remoção das tensões instaladas na sua superfície, que originalmente se encontrava em equilíbrio. Assim, à medida que a escavação progride, o maciço envolvente sofre alterações no campo de tensões o que dá origem

ao movimento da frente dirigido para o interior da cavidade criada e à convergência das paredes, até que um novo estado de equilíbrio seja atingido, pela mobilização parcial ou total da resistência do maciço, eventualmente complementada pela intervenção de uma estrutura de suporte. Rocha (1976) e Cunha (1981), citados por (Almeida e Sousa, 1999).

A alteração no campo de tensões no maciço aquando da escavação ocorre devido ao chamado efeito de arco introduzido por (Terzaghi, 1943), que explica a redistribuição de tensões na secção transversal do túnel. Mais tarde, outros autores como Eisenstein, Heinz e Negro (1984) concluíram que os mecanismos de transferência de tensões também ocorrem nas secções longitudinais, vertical e horizontal (Fig. 1), em que se constata essa distribuição para zonas mais rígidas, assim como para o maciço não escavado adiante da frente de escavação e para o suporte colocado atrás da mesma. Confere-se assim, a natureza tridimensional do problema na proximidade da frente de escavação. (Almeida e Sousa, 1999)

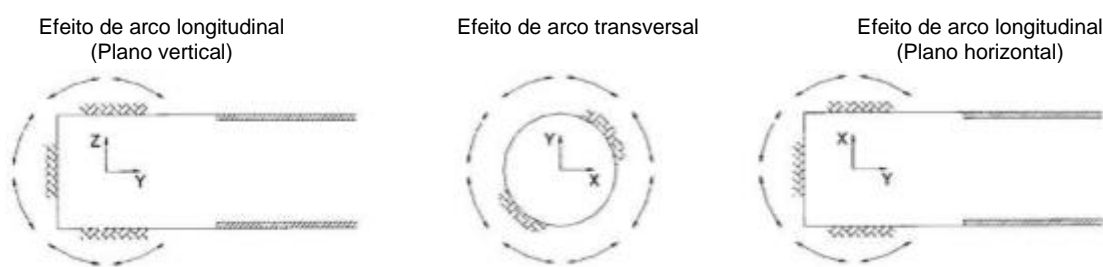


Fig. 1 – Efeito de arco tridimensional nas proximidades da frente de escavação de um túnel suportado (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)

A melhoria das características resistentes do maciço adiante da frente de escavação produz um efeito semelhante à colocação do suporte antecipadamente, isto é, uma redução da zona plastificada aquando da escavação e, portanto, menor será a redistribuição de esforços e encurtamento da zona perturbada pela frente. (Topa Gomes, 1998)

2.3. DEFORMAÇÕES ASSOCIADAS À ESCAVAÇÃO

2.3.1. DEFORMAÇÕES LONGITUDINAIS E RADIAIS DURANTE A ESCAVAÇÃO

Na referência a deformações associadas à escavação, importa reforçar a ideia de tridimensionalidade de deformações principalmente na proximidade da frente de escavação. Com o avanço da escavação, observa-se, a certa distância da frente, deslocamentos essencialmente longitudinais que vão crescendo e atingem o máximo sobre a secção onde se situa a frente. Avanços posteriores originam uma redução dos deslocamentos longitudinais que no final se aproximam do valor nulo.

Relativamente aos deslocamentos radiais, estes crescem continuamente, apresentando uma zona de inflexão junto à frente de escavação e atingindo a situação de equilíbrio tipicamente a uma distância superior a dois diâmetros da frente. A taxa de crescimento das deformações radiais é máxima sobre a frente de escavação, tendo pouca expressão em zonas mais afastadas, onde não se faz sentir o efeito de tridimensionalidade da frente. A Fig. 2 ilustra a evolução das deformações longitudinais e radiais, desenvolvida por Ranken e Ghaboussi (1975), partindo do princípio básico de que a tendência do movimento é sempre dirigida para o centro do túnel. (Topa Gomes, 1998); (Almeida e Sousa, 1999); (Vieira, 2006)

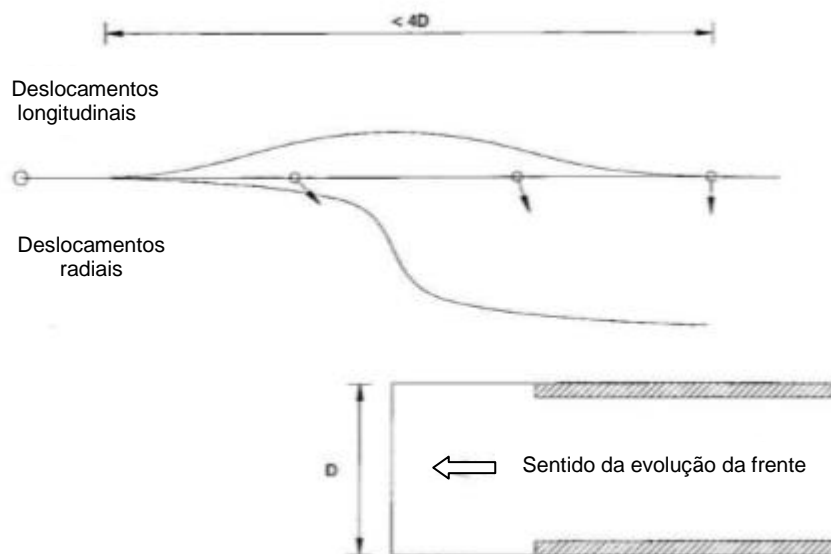


Fig. 2 – Deslocamentos num plano longitudinal vertical contendo o eixo do túnel (Ranken e Ghaboussi, 1975)

Como aponta Almeida e Sousa (1999), e após vários estudos elaborados acerca da influência da resistência do maciço e o desenvolvimento da zona tridimensional perturbada pela escavação, concluiu-se que quanto menor a rigidez e resistência do maciço, maior o desenvolvimento da zona plastificada na direção longitudinal. Visto isto, a distância da frente aceite para a transição da zona com efeitos tridimensionais e a zona estabilizada e/ou não perturbada é menor que dois diâmetros no sentido longitudinal, no caso de o suporte ser colocado a uma distância da frente menor que um diâmetro. (Vieira, 2006)

2.3.2. DEFORMAÇÕES À SUPERFÍCIE

Superficialmente, a abertura de um túnel gera assentamentos quer na direção longitudinal, quer transversal, formando uma faixa que acompanha toda a extensão do túnel. Transversalmente, e de uma forma meramente comparativa, este efeito associa-se à deformação de uma viga simplesmente apoiada, em que o máximo assentamento acontece a meio vão, assumindo uma certa concavidade. Por outro lado, a simetria do problema confere a existência de dois pontos de inflexão, fazendo-se analogia a duas vigas em consola e comportamento de forma convexa. No caso do túnel superficial, o máximo deslocamento vertical verifica-se, sobre o eixo do túnel e vai gradualmente diminuindo até zero à medida que se afasta deste, como se ilustra na Fig. 3. Segundo Atkinson e Potts (1976), a geometria desta curva de assentamentos depende da distância a que o túnel se encontra da superfície, das características do terreno e da presença, ou não de cargas à superfície. (Almeida e Sousa, 1999)

Na direção longitudinal, sabe-se que durante a intervenção o valor do assentamento vai crescendo continuamente com o avanço da frente e que no final este será semelhante ao longo de toda a extensão do túnel, se as condições das várias secções transversais se mantiverem. (Topa Gomes, 1998)

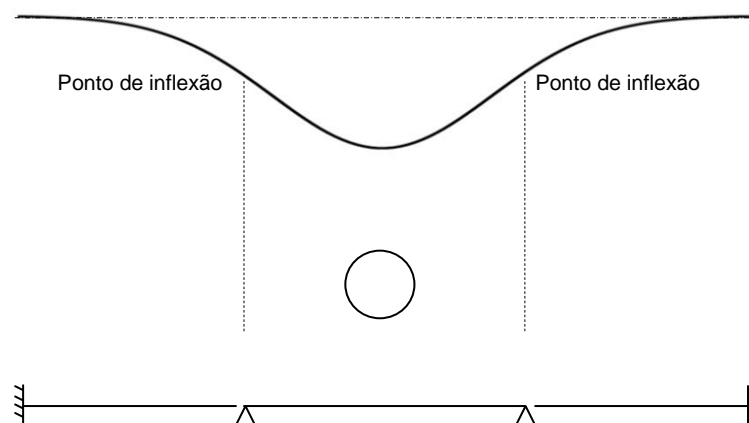


Fig. 3 – Perfil transversal de assentamentos à superfície do terreno. Analogia com elementos estruturais.

Relativamente aos movimentos horizontais resultantes da escavação, estes acompanham os assentamentos superficiais assumindo uma forma diferente dos movimentos verticais (Fig. 4). O valor máximo da deformação horizontal ocorre na proximidade dos pontos de inflexão na curva de assentamentos e toma valores menores que cerca de 50% do deslocamento vertical máximo. Graças à simetria do problema, torna-se nulo o deslocamento horizontal na posição do eixo do túnel.

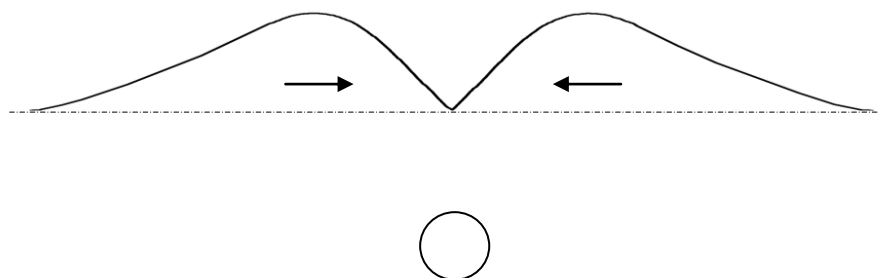


Fig. 4 - Deslocamentos horizontais absolutos à superfície

2.4. ESTADO DE TENSÃO NO MACIÇO EM TORNO DO TÚNEL

2.4.1 TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

Segundo (Ng e Lo, 1985), (Hudson e Steiner, 1992) e (Almeida e Sousa, 1999), citados por Vieira (2006), as trajetórias de tensões a que fica submetido um elemento de terreno localizado na vizinhança de um túnel na sequência da sua construção dependem da sua localização, do estado de tensão inicial, das propriedades do terreno, da proximidade à superfície livre, da forma da secção transversal e do processo construtivo utilizado.

De facto, a trajetória de tensões em diferentes pontos do maciço na vizinhança do contorno do túnel é também distinta e destacam-se as trajetórias típicas de pontos situados no coroamento, hasteais, ombrais e soleira resultado da aplicação do método de elementos finitos em modelação numérica tridimensional de um modelo em estudo na presente dissertação (Fig. 5 a Fig. 8). O modelo em questão corresponde a um túnel superficial de secção circular com 8 m de diâmetro, escavado em solo

com coeficiente de impulso em repouso igual a 0,5. As trajetórias de tensões são calculadas mediante o comportamento plástico do solo e em tensões efetivas representadas em diagramas s' - t . Os pontos selecionados para a extração destas trajetórias típicas estão sinalizados na respetiva figura. Dos pontos situados no coroamento A, B, C e D, o ponto A distancia meio metro do contorno do túnel e o ponto D é o mais próximo da superfície do terreno situado a dois metros de profundidade. Já os pontos nos hasteais E, F e G, também o ponto E se localiza a meio metro da periferia e G a uma distância de quatro metros da mesma. Relativamente aos ombrais, H e I situam-se sobre uma linha que faz 45° com a horizontal e o ponto H afasta-se cerca de vinte centímetros do contorno e G cerca de três metros. Na soleira, também o ponto J distancia meio metro da periferia e L dois metros. Importa referir que a secção transversal alvo de análise se situa exatamente a meio do túnel e que num capítulo mais adiante é explicado detalhadamente os pressupostos deste modelo.

As linhas K_f e K_0 são a envolvente de rotura e linha dos estados de tensão efetiva de repouso, respetivamente.

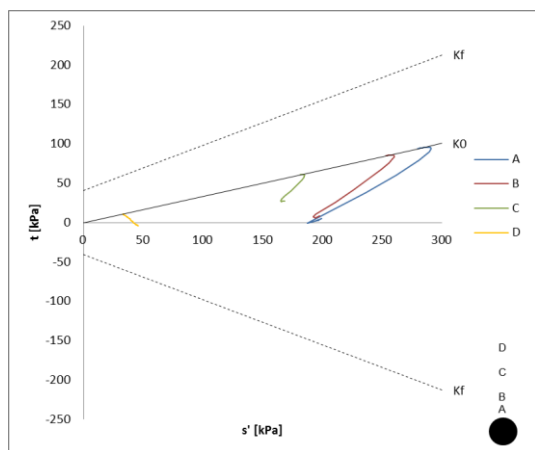


Fig. 5 – Trajetórias de tensões no coroamento

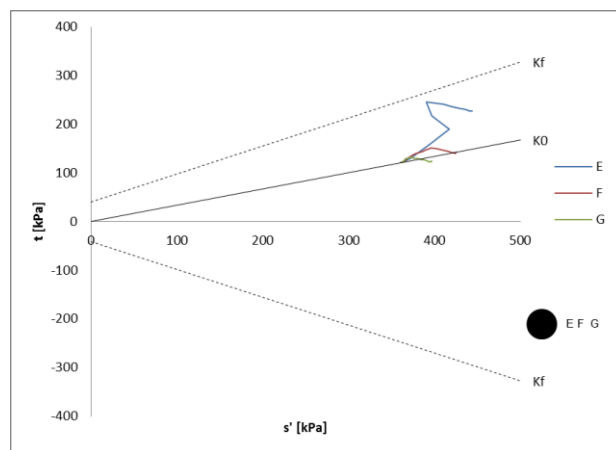


Fig. 6 – Trajetórias de tensões nos hasteais

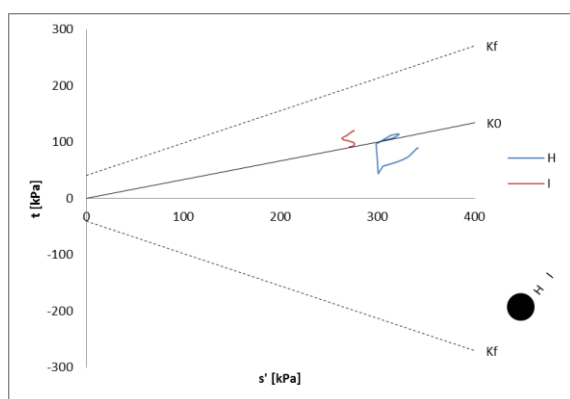


Fig. 7 – Trajetórias de tensões nos ombrais

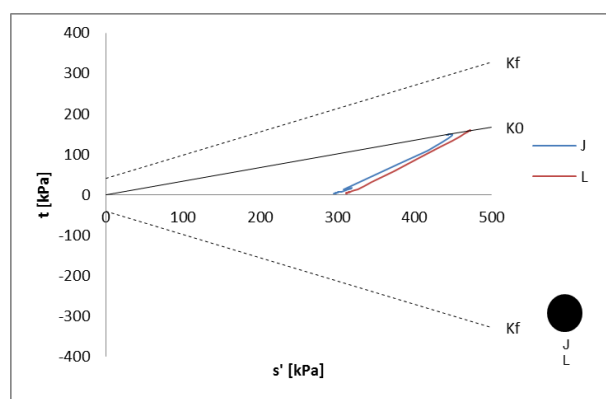


Fig. 8 – Trajetórias de tensões na soleira

Verifica-se que nos pontos situados no coroamento, o avanço da escavação produz uma redução da tensão vertical, que inicialmente era tensão principal máxima se o valor do coeficiente de impulso em

repouso for inferior à unidade, e um aumento da tensão horizontal, ocorrendo assim uma rotação de 90° das direções das tensões principais. Também na soleira se constata a diminuição da tensão normal média, e as trajetórias são de extensão. A diferença entre as trajetórias de tensão observadas nos pontos do coroamento e na soleira reside no facto de o túnel ser superficial e as forças volúmicas crescerem em profundidade.

Os elementos do terreno que se encontram nos hasteais sofrem um aumento progressivo da tensão vertical e diminuição da tensão radial aquando da abertura do túnel. Este fenómeno origina tensões de corte responsáveis pela plastificação desta zona em primeiro lugar, quando se dá a descompressão total.

Nos pontos próximos dos ombrais verifica-se principalmente o aumento das tensões de corte, responsável pela rotação das direções principais, que fazem aproximadamente ângulos de 45°. As tensões verticais e horizontais permanecem praticamente constantes. (Topa Gomes, 1998)

A Fig. 9 mostra as tensões principais em redor do túnel superficial proposta por Lee e Rowe (1989a), que justifica a variabilidade das direções das tensões principais e evidencia o efeito de arco na secção transversal.

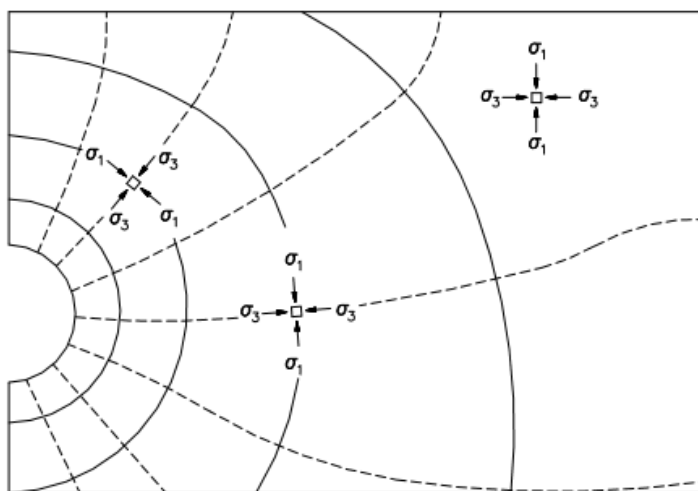


Fig. 9 – Evolução das tensões principais em redor de um túnel superficial de Lee e Rowe (1989). (Almeida e Sousa, 1999)

2.4.2. EVOLUÇÃO DAS ZONAS DE CEDÊNCIA E A SUA RELAÇÃO COM K_0

Estudos elaborados por autores como Wong e Kaiser (1986) mostram que o valor do coeficiente de impulso em repouso tem importante influência no efeito de arco transversal e, consequentemente, nas variações das tensões circunferenciais associadas à diminuição das tensões radiais. O valor de K_0 determina, de certa forma, o modo como as zonas de rotura se irão propagar e não, somente, o ponto onde elas têm início. (Almeida e Sousa, 1999)

Para análises planas, quando $K_0 = 1$ não há variação da tensão média, sendo as trajetórias iguais em todos os pontos em redor do túnel. Já quando $K_0 < 1$, no coroamento dá-se uma diminuição da tensão de corte até à sua anulação, no início e, a partir daí, a tensão circunferencial passa a ser superior à radial, verificando-se que a tensão de corte aumenta novamente, desta vez no sentido contrário ao

mobilizado no estado de tensão de repouso. Nos hasteais há um aumento progressivo da tensão de corte e aumento da tensão média. No caso de $K_0 > 1$, o comportamento é semelhante ao caso anterior, isto é, há no coroamento uma diminuição da tensão de corte e aumento da tensão média. Nos hasteais verifica-se uma diminuição da tensão de corte, inicialmente, e posteriormente a diminuição da tensão média. (Vieira, 2006)

Tecidas estas considerações, e atendendo ao estudo numérico de um modelo elástico-perfeitamente plástico efetuado por Wong e Kaiser (1986), identificam-se três modos de comportamento conforme os intervalos de K_0 na Fig. 10.

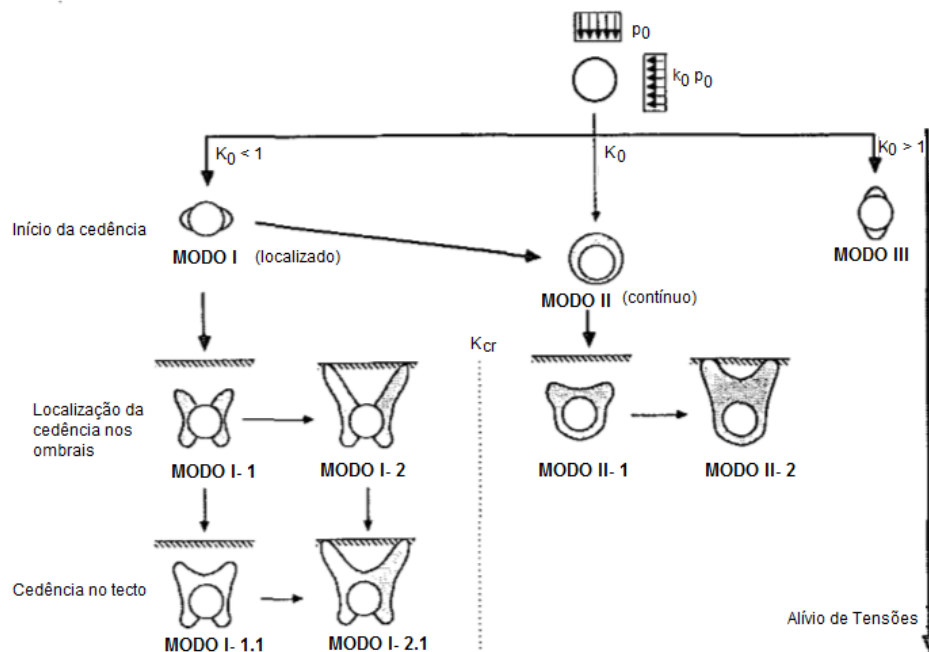


Fig. 10 – Modos de comportamento do terreno na zona do túnel. Adaptado de (Wong e Kaiser, 1991)

Observa-se no modo I que a plastificação ocorre primeiramente pelos hasteais, como já foi referido no ponto 2.4.1 propagando-se para a zona dos ombrais e de seguida para o tecto, acompanhado pelo aumento do alívio de tensões. No limite esta difusão pode atingir pontos na superfície do terreno.

O modo II corresponde à cedência de forma contínua em todo o contorno do túnel, já que K_0 é próximo da unidade.

Relativamente ao modo III, em que o coeficiente de impulso em repouso é superior a 1, a rotura por cedência ocorre inicialmente pelo coroamento e soleira, uma vez que a tensão horizontal é naturalmente superior à tensão vertical quando acontece a escavação.

No que diz respeito ao valor crítico do coeficiente de impulso em repouso, K_{cr} , Almeida e Sousa (1999) acrescenta que, para valores de $K_0 < K_{cr}$, a propagação da cedência ocorre em duas regiões distintas nos hasteais. A relação contrária, como já foi referido, origina uma região plastificada contínua envolvendo a abertura, antes de qualquer tipo de indício de localização. Salienta-se que o K_{cr} é dependente da proximidade da superfície livre, diminuindo o seu valor quando esta aumenta.

2.4.3. INTERAÇÃO MACIÇO – SUPORTE

Eisenstein, Heinz e Negro (1984) definem as chamadas curvas de reação maciço-suporte que relacionam, em cada ponto da periferia do túnel, a pressão e o deslocamento radial da parede. Esta abordagem relativamente à interação maciço-suporte surge da necessidade de encontrar resposta do comportamento quer do terreno, quer do suporte, incluindo a problemática da tridimensionalidade. Importa salientar que em túneis superficiais as curvas de reação são diferentes para cada ponto da periferia uma vez que não se aplica a hipótese de campo uniforme de tensões (como em túneis profundos), por isso, na representação da Fig. 12 mostra-se a curva associada à linha longitudinal situada no tecto do túnel e, na Fig. 11, a correspondente distribuição das tensões e deslocamentos verticais ao longo dessa linha.

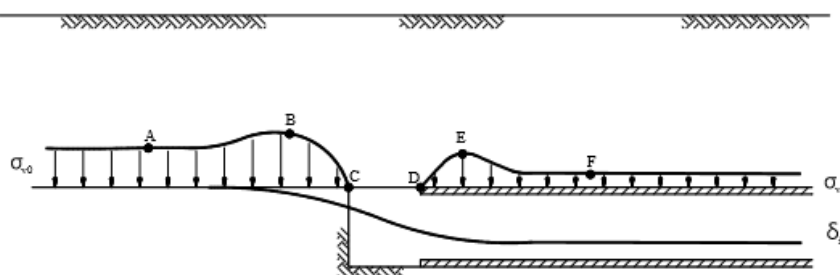


Fig. 11 – Distribuição longitudinal das tensões e deslocamentos verticais ao longo da linha situada no tecto do túnel (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)

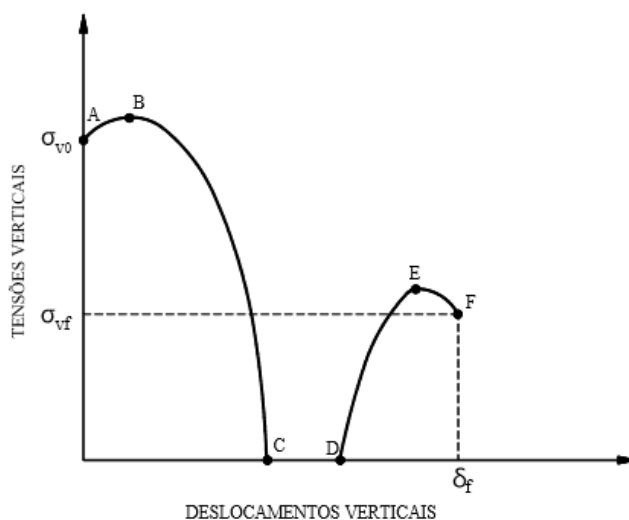


Fig. 12 – Curva de reação maciço-suporte (Eisenstein, Heinz e Negro, 1984)

De acordo com Eisenstein, Heinz e Negro (1984), o estado de tensão num determinado ponto vai variando com o avanço da frente percorrendo um trajeto que vai do ponto A ao ponto C, onde se anula a tensão vertical na frente de escavação. A tensão máxima é verificada no ponto B, ligeiramente próximo da frente devido ao efeito de arco longitudinal. No troço não revestido que vai de C a D a tensão vertical é nula. No percurso final da curva, em que já se encontra instalado o suporte, há um aumento da tensão do troço D a E, onde atinge novamente um máximo devido a uma possível

concentração de tensões próximo da frente, chegando a uma situação de equilíbrio alcançada no ponto F. Relativamente aos deslocamentos verticais, estes crescem ligeiramente adiante de frente, depois passam por um brusco aumento na zona não suportada, passando novamente ao crescimento lento até estabilizarem.

2.5. ESFORÇOS NO SUPORTE

A formulação da interação maciço-suporte abordada anteriormente conduz à problemática dos esforços mobilizados no suporte. Os esforços a que o suporte está sujeito dependem, para além dos deslocamentos que ocorrem antes da colocação, da rigidez relativamente ao solo envolvente. Como tal, o maciço circundante não só carrega o revestimento de um túnel como também o equilibra. Este equilíbrio é garantido quando é mobilizada a capacidade resistente do solo pelas mudanças de forma dos suportes. (Kuesel e Hansmire, 1987), citado por Almeida e Sousa (1999).

De forma a quantificar os esforços no suporte, (Peck, 1969) idealizou um túnel circular com revestimento contínuo instalado antes da escavação, num caso absolutamente rígido, noutro absolutamente flexível e, mais tarde Kochen (1989), chega às expressões de momentos fletores e esforços axiais nas respetivas secções transversais (Fig. 13).

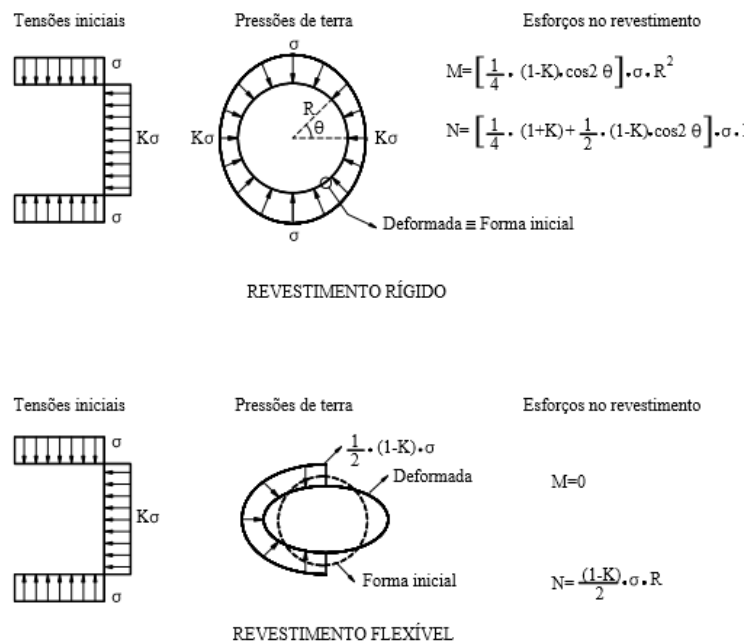


Fig. 13 – Comportamento de suportes absolutamente rígidos e flexíveis de túneis circulares (Kochen, 1989)

O revestimento absolutamente rígido não apresenta deformações quando lhe são retiradas as terras do interior, sendo que as tensões iniciais do maciço se mantêm inalteradas. A rigidez elevada tende a provocar momentos fletores que, como mostra a expressão, são função das tensões de compressão afetadas do coeficiente de impulso em repouso.

O revestimento absolutamente flexível mostra uma deformação elíptica, sendo os deslocamentos convergentes no coroamento e soleira e divergentes nos hasteais. Os momentos fletores induzidos tendem a ser nulos e o esforço axial constante devido ao facto da distribuição de tensões no suporte ser uniforme.

De acordo com Peck (1969) e Duffault (1976), é preferível o emprego de revestimentos pouco espessos em túneis superficiais, uma vez que apresentam mais flexibilidade e as tensões iniciais são pouco elevadas, conseguindo-se assim, colocar o solo a colaborar com o revestimento. (Almeida e Sousa, 1999)

3

MÉTODOS DE ANÁLISE A DUAS DIMENSÕES DE TÚNEIS SUPERFICIAIS

Quando se procede à escavação do maciço, o campo de tensões sofre modificações num espaço a três dimensões, particularmente intensas na zona da frente de escavação do túnel. No entanto, o equilíbrio final é associado a um problema de deformação plana e, por isso, se elaboram modelos em estado plano de deformação, combinados com a simulação numérica a duas dimensões. (Janin et al., 2015)

A simulação numérica 2D pelo método de elementos finitos implica a perda da tridimensionalidade do problema, conferida pelo efeito de arco, que de certa forma terá que ser incluído na formulação. A aproximação em 2D pode ser feita usando artifícios como a redução de pressão, ou através do controlo de assentamentos e uma determinada contração do túnel ou perda de volume de terras à superfície. (Möller, 2006)

3.1. MÉTODO DE CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO

O método de convergência - confinamento é frequentemente usado no processo de escavação sequencial, no entanto, também se aplica a escavações com recurso a tuneladoras. (Panet e Guellec, 1974), citados por Panet (2001), referem que o método pretende esclarecer que as deformações periféricas do futuro túnel e a redistribuição de tensões irão ocorrer tridimensionalmente adiante da frente de escavação. O método de convergência-confinamento é um método simplificado de análise de interação entre o solo e estrutura de suporte, tornando um problema a três dimensões num problema a uma dimensão (considerando condições de axissimetria) ou a duas dimensões.

3.1.1. PRINCÍPIO DO MÉTODO DE CONVERGÊNCIA - CONFINAMENTO

Os efeitos em 3D assumem-se como o equivalente ao obtido pela aplicação de uma pressão interna radial, σ_r , no contorno do túnel, traduzida por:

$$\sigma_r = (1 - \lambda)\sigma_{r_0} \quad (3.1)$$

Sendo λ o fator de alívio, a chave deste método, e que toma valores de 0 a 1, assumindo o 0 antes da escavação. O avanço de escavação é modelado fazendo crescer o fator de alívio e, consequentemente, aproximando a tensão interna radial inicial a zero. Para um determinado valor de λ , é instalado o

suporte e é aplicado o remanescente $(1 - \lambda)$ à tensão interna radial, σ_{r_0} , que se traduz na tensão a que o suporte está sujeito. (Clough e Leca, 1989)

Com a descida deste parâmetro, fator de alívio, o terreno perde o seu confinamento e ocorrem deformações nas paredes do túnel, resultando genericamente a equação de convergência do maciço.

$$f_m(\sigma, u) = 0 \quad (3.2)$$

A equação geral do comportamento do suporte também depende da tensão exercida nas paredes e do correspondente deslocamento.

$$f_s(\sigma, u) = 0 \quad (3.3)$$

O suporte é normalmente instalado a uma distância d da frente de escavação, chamada de distância não suportada, e por isso, acontecerão deslocamentos, u_d à frente na zona não suportada. Associado a esta deformação está um fator de alívio λ_d e a equação genérica modifica-se.

$$f[\sigma, (u - u_d)] = 0 \quad (3.4)$$

O equilíbrio da interação entre o maciço e o suporte é obtido através da resolução do sistema de equações (3.2) e (3.4). (Panet, 2001)

Na Fig. 14 apresentam-se as três secções transversais do túnel cruciais na aplicação deste método: a secção ainda não escavada, suficientemente afastada da frente de escavação, com maciço no estado de tensão de repouso, a secção da frente de escavação onde ocorre o desconfinamento do maciço e a secção de instalação do suporte que recebe a restante solicitação proveniente do maciço.

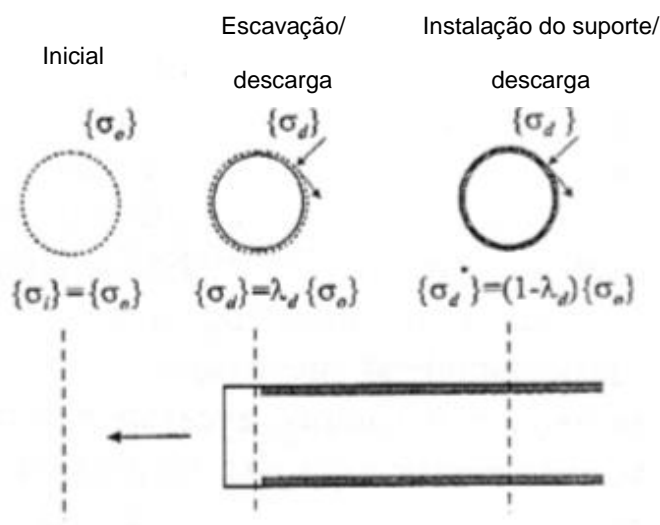


Fig. 14 – Método de convergência – confinamento. (Üçer, 2006)

A metodologia de análise a duas dimensões descrita resume-se graficamente à representação de duas curvas concorrentes, sendo o caso seguinte correspondente a um problema de completa axissimetria onde não há deformação dependente do tempo. (Panet, 2001)

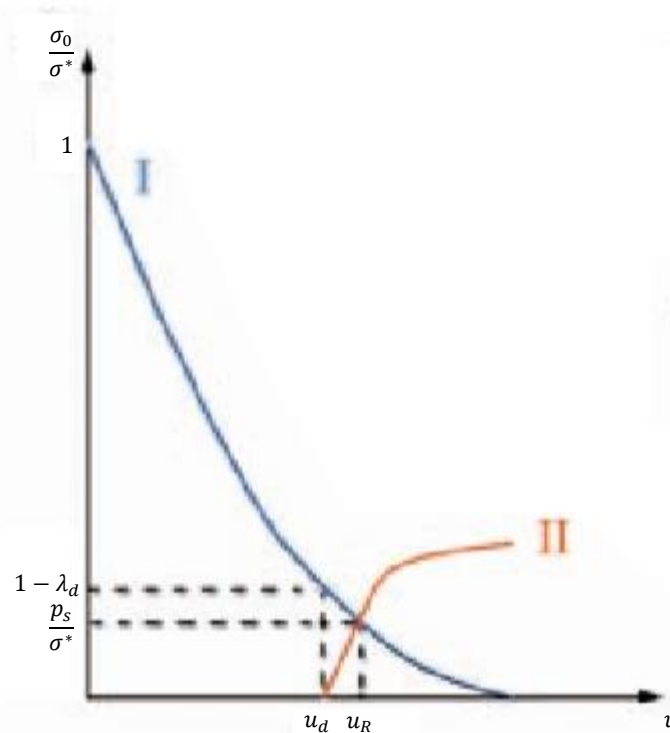


Fig. 15 – Representação gráfica do método de convergência – confinamento – Caso axissimétrico. Adaptado de (Panet, 2001)

Este gráfico relaciona o quociente das tensões com os deslocamentos, obtendo-se de uma forma direta o fator de alívio aquando da colocação do suporte, já com um deslocamento ocorrido de u_d devido ao atraso na colocação do suporte.

Por outro lado, a representação tradicional do método de convergência-confinamento passa pelo cruzamento das curvas características do maciço e do suporte (Fig. 16) que seriam, por analogia, correspondentes à curva I e II da Fig. 15.

O conceito das curvas características do maciço foi originalmente desenvolvido para túneis circulares submetidos a um campo de tensões uniforme e hidrostático num maciço isotrópico e homogêneo, características típicas de túneis profundos. Segundo (Eisenstein e Branco, 1985) e (Duffaut e Panet, 1989), citados por Almeida e Sousa (1999), a generalização do método de convergência-confinamento a túneis superficiais e com geometrias que não envolvam simetria axial, apresenta dificuldades ainda não ultrapassadas. No entanto, a aplicação de métodos numéricos bidimensionais ao estudo destes túneis particulares tem-se vulgarizado e contribuído para o avanço do conhecimento a seu respeito.

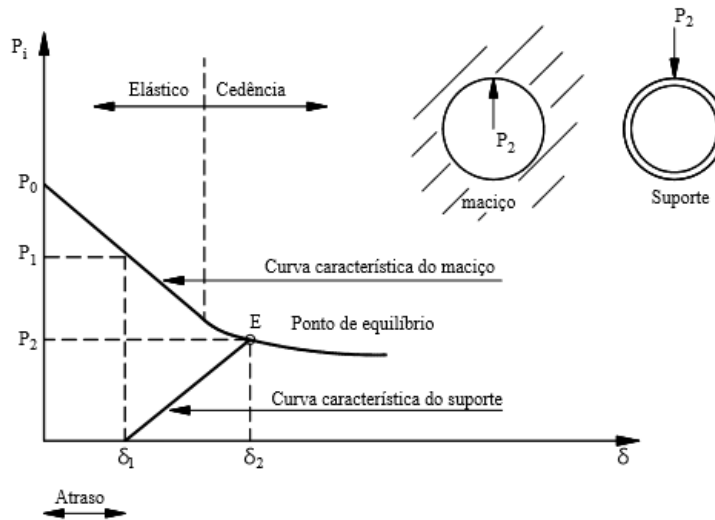


Fig. 16 – Interação maciço – suporte. Método de convergência – confinamento. (Almeida e Sousa, 1999)

De acordo com Rocha (1976), as curvas características ou de confinamento do maciço relacionam, para um dado ponto da periferia da escavação, os deslocamentos radiais com as pressões aplicadas nas paredes. Em túneis superficiais, consequência dos efeitos da gravidade na proximidade da superfície livre e do valor do coeficiente de impulso em repouso, cada ponto do contorno do túnel apresenta uma curva característica distinta. A curva característica do maciço é composta, normalmente, por um ramo linear elástico e outro não linear. Por sua vez, a curva característica do suporte também poderá ter este aspecto, com patamares de plasticidade, tendo influência nos deslocamentos e tensões de equilíbrio. (Topa Gomes, 1998)

3.2. MÉTODO DE AMOLECIMENTO PROGRESSIVO DO NÚCLEO (*THE PROGRESSIVE SOFTENING METHOD*)

Segundo (Swoboda, 1979), o método de amolecimento progressivo do núcleo foi concebido especialmente para túneis construídos pela técnica SEM, onde há a divisão da secção de escavação, procedendo-se à escavação de uma das partes e logo depois à colocação do suporte. O princípio deste método consiste em dividir o módulo de elasticidade do maciço a escavar, E_0 , por um fator de amolecimento, β . A variabilidade deste fator é análoga ao método de convergência-confinamento, pois pode estabelecer-se uma relação com o fator de alívio, λ , como se traduz na expressão (3.5). A Fig. 17 esquematiza a aplicação deste método em que se procede à divisão da secção do túnel em duas partes. (Clough e Leca, 1989)

$$\beta = \frac{1}{1 - \lambda} \quad (3.5)$$

$$E = \frac{E_0}{\beta} \quad (3.6)$$

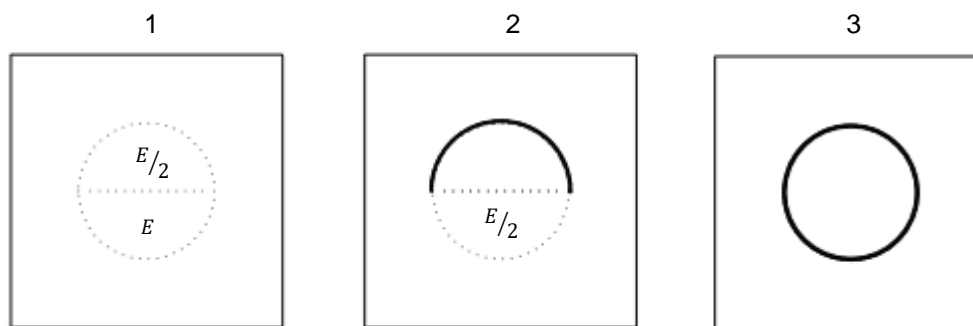


Fig. 17 – Modelo de construção para o método de amolecimento progressivo do núcleo

3.3. THE GAP METHOD

O método GAP foi desenvolvido por (Rowe, Lo e Kack, 1983) e especialmente concebido para processos de escavação recorrendo ao processo TBM – *Tunnel Boring Machine*, sendo o parâmetro “gap” usado para obter os movimentos observados numa análise transversal de um túnel em solo. Este parâmetro representa a máxima dimensão entre o contorno do túnel na sua posição inicial e a posição final, sendo a forma da posição inicial não uniforme e a espessura igual a zero no ponto mais baixo da soleira (Fig. 18). O valor deste parâmetro é escolhido com base na dimensão do escudo e do revestimento projetado, mas também considerando a mão-de-obra e os movimentos longitudinais. Na formulação de Rowe, Lo e Kack (1983), as trações são removidas da periferia do túnel em incrementos e são verificados os deslocamentos em todos os nós. Se o deslocamento de algum nó indicar que o contorno “gap” está fechado, então é ativada a interação solo-revestimento e o revestimento passa a sofrer solicitações do solo. (Clough e Leca, 1989)

A equação (3.7) seguinte apresenta o processo de cálculo variável, GAP, correspondendo as grandezas D_m ao diâmetro de escavação teórico e D_l ao diâmetro final do túnel.

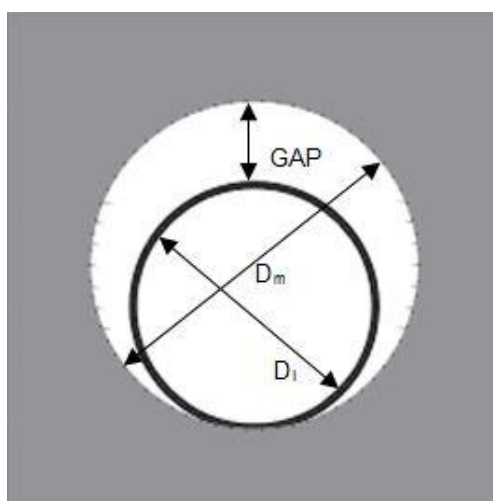


Fig. 18 – Método GAP

$$GAP = D_m - D_l \quad (3.7)$$

3.4. MÉTODO DO CONTROLO DO VOLUME DE SOLO PERDIDO (*THE VOLUME LOSS CONTROL METHOD*)

(Bernat, 1996) desenvolveu o método do controlo do volume de solo perdido para análise de túneis escavados com recurso a tuneladora, e, ao longo dos anos, outros autores foram aperfeiçoando e comparando a sua aplicação com métodos que haviam já sido desenvolvidos. Em parte, este método é similar ao de convergência-confinamento no que diz respeito à aplicação da redução da pressão interna a uma determinada proporção, assim como a representação gráfica das curvas de resposta do maciço e suporte.

Autores como Addenbrooke, Potts e Puzrin (1997) consideram que, como a magnitude dos fatores de alívio é incerta e túneis escavados em solo são controlados pela quantidade de solo perdido, então os fatores de alívio devem ser substituídos pelo controlo de solo perdido. Nesta formulação os autores assumem o comportamento do material como não drenado, isto é, deformação sem variação de volume constante e, portanto, o volume da bacia de subsidência é igual ao volume de solo perdido. (Addenbrooke, Potts e Puzrin, 1997)

O princípio deste método consiste em estabelecer um limite para o volume da bacia de subsidência que determina a que distância é colocado o suporte. Na Fig. 19 ilustra-se o princípio deste método para duas fases de cálculo, adotando-se a curva de resposta do maciço.

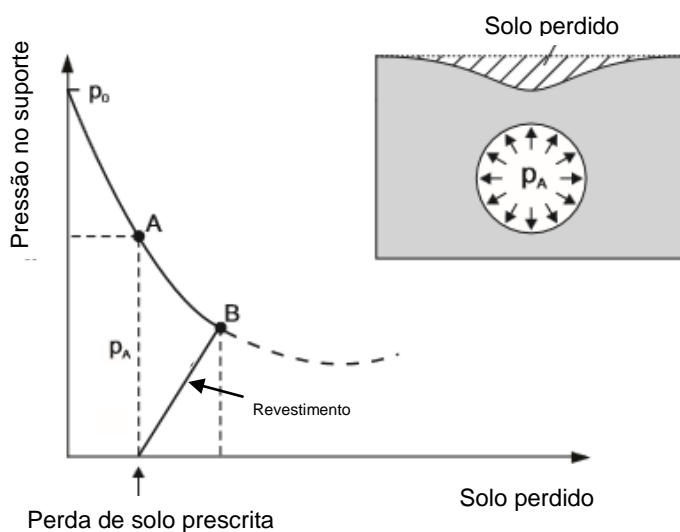


Fig. 19 – Método do controlo do volume de solo perdido. Adaptado de (Möller, 2006)

O troço inicial do gráfico corresponde à redução de pressão interna devido à primeira fase de escavação, consultando a cada incremento de pressão o volume de solo perdido na superfície. Atingido o ponto A, que no gráfico corresponde ao limite prescrito para o volume de solo perdido antes da colocação do suporte, procede-se à colocação deste. O fator de alívio neste caso é escolhido para uma determinada perda de solo. Quando o objetivo da análise é o assentamento à superfície e não os

esforços no túnel, o cálculo pode ser interrompido depois de se atingir o volume prescrito em projeto. O ponto de equilíbrio é atingido no ponto B representado no gráfico. (Möller, 2006)

3.5. MÉTODO DE CONTRAÇÃO (*THE CONTRACTION METHOD*)

O método de contração idealizado por Vermeer e Brinkgreve (1993), e com aplicação em túneis escavados com tuneladora, consiste na simulação da contração de um túnel como substituição da perda de volume de solo. A contração é expressa em percentagem, representando o rácio entre a área reduzida e a área da secção transversal do túnel na posição original. O cálculo efetua-se em fases, sendo a primeira fase caracterizada pela escavação e simultaneamente a colocação do suporte no “local desejado”. Como o suporte é fictício, este encontra-se livre de movimentos nesta fase e, por isso, sofrerá uma pequena elevação devido à remoção de solo do interior do túnel. Numa segunda fase, o suporte é contraído passo a passo até atingir um valor prescrito de contração, que depende da rigidez do suporte. A Fig. 20 esquematiza as duas fases de construção de um túnel aplicando o método. (Möller, 2006)

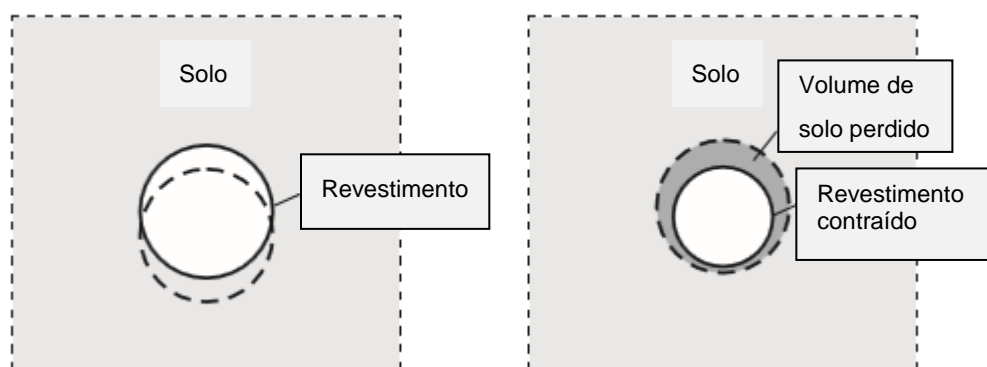


Fig. 20 – Método de contração. Adaptado de (Vermeer e Brinkgreve, 1993)

3.6. MÉTODO DA PRESSÃO DE *GROUT* (*THE GROUT PRESSURE METHOD*)

O método da pressão de *grout* é um método recente concebido para túneis escavados com tuneladora, que combina outros métodos como o GAP e o de controlo de volume de solo perdido. A similaridade com o método GAP encontra-se na limitação do diâmetro exterior do revestimento do túnel, aplicando-se simultaneamente a redução da pressão interna ao longo da escavação, assim como o método de controlo de volume de solo perdido. Nesta formulação a redução da pressão interna aplicada à tensão inicial do maciço é substituída por uma pressão distribuída de *grout* que se encontra entre o contorno da cavidade do túnel e o suporte (Fig. 21). Todos os movimentos do solo que contorna o túnel são limitados pela espessura entre o suporte e a cavidade. Quando esse espaço é relativamente pequeno e/ou a pressão de *grout* é suficiente, então os movimentos em torno do túnel serão restringidos, resultando um pequeno *ratio* de solo perdido. Se, contrariamente, o espaço “gap” for apreciável e ao mesmo tempo a pressão de *grout* for inadequada, os movimentos serão relativamente superiores. Por fim, a aplicação deste método requer a calibração de parâmetros de entrada, o que pode ser conseguido com base no *ratio* de solo perdido. (Möller, 2006) (Möller e Vermeer, 2008)

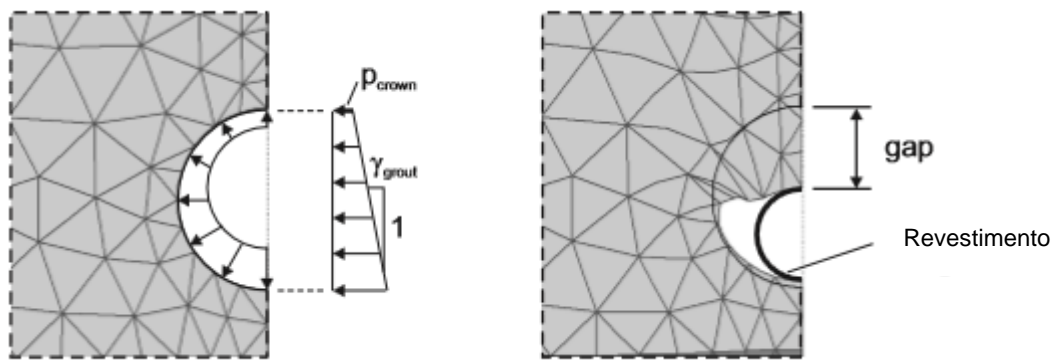


Fig. 21 – Método da pressão de grout (Möller, 2006)

3.7. MÉTODO DA PRESSÃO DE GROUT MODIFICADO (*THE MODIFIED GROUT PRESSURE METHOD*)

À semelhança do método da pressão de grout, este método também é aplicado em túneis executados pelo processo TBM. O método da pressão de grout modificado usa essencialmente três fases de cálculo (Fig. 22). A primeira fase corresponde à desativação do solo escavado que se encontra dentro da tuneladora e simultaneamente é aplicada uma pressão de lama na totalidade da área transversal da TBM. Na segunda fase, o revestimento é ativado e a distância entre a cavidade do túnel e o suporte é preenchida por grout fresco que se traduz numa pressão aplicada. Na última fase, a pressão de grout fresco é substituída pela grout endurecido. (Likitlersuang, Surarak e Balasubramaniam, 2016)

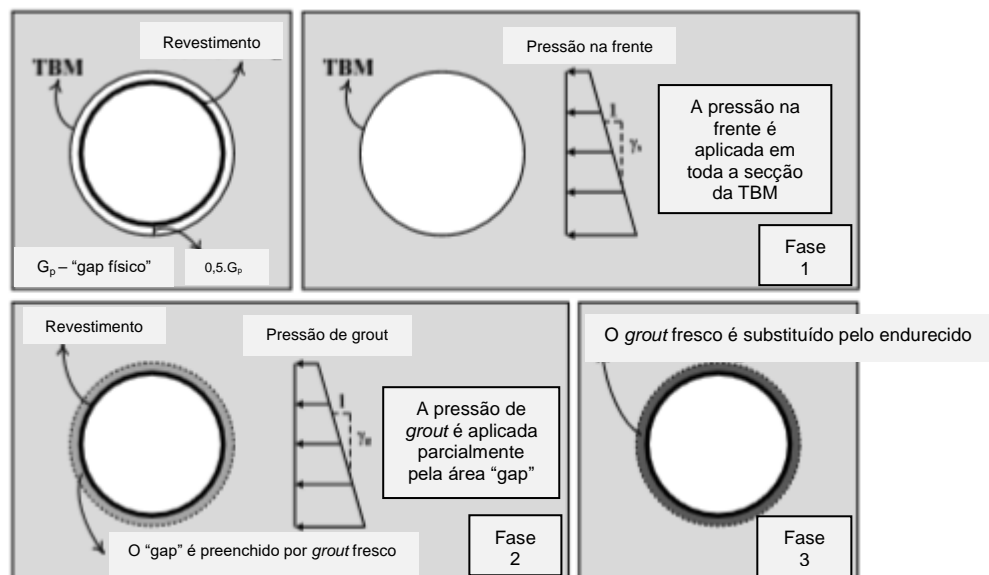


Fig. 22 – Método da pressão de grout modificado. Fases de cálculo. (Likitlersuang, Surarak e Balasubramaniam, 2016)

4

MODELAÇÃO EM 2D E 3D DE UM TÚNEL SUPERFICIAL - ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA

4.1. CARACTERÍSTICAS DO MODELO

4.1.1. DESCRIÇÃO

O túnel superficial que serve de modelo para o estudo numérico que se segue apresenta uma forma circular, com 8 m de diâmetro, e o eixo longitudinal que passa no seu centro geométrico encontra-se a uma profundidade de 20 m.

O maciço de terreno que sofre escavação tem características típicas de um solo residual, apresentando uma cobertura de 16 m e uma camada mais profunda de rocha medianamente alterada (W3) a uma distância da soleira de 5 m, como ilustra a Fig. 23. Ambos os estratos se consideram como homogêneos e isotrópicos.

Relativamente à posição do nível freático, considera-se que houve um rebaixamento em ambos os modelos tridimensional e bidimensional, pelo que não entra nas simulações efetuadas.

O processo construtivo adotado é a escavação sequencial, em secção plena, com avanços de 1 m e colocação do suporte composto por um anel contínuo de betão projetado com um atraso de 1 m também, admitindo-se um contacto perfeito com o material solo.

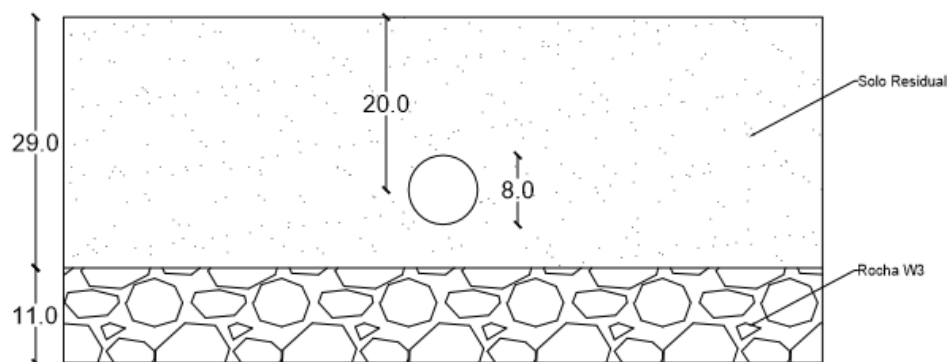


Fig. 23 – Esquema do perfil transversal do modelo

4.1.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO MODELO

No âmbito da geotecnia pode afirmar-se que os solos apresentam comportamento tipicamente plástico, em que as deformações são não lineares e irreversíveis. No entanto, achou-se adequado neste primeiro modelo de cálculo efetuar duas análises, uma elástica e outra em que se considerassem os critérios de cedência dos vários materiais, para se perceber quais as principais diferenças de comportamento no contexto da modelação numérica tridimensional. Nesta segunda hipótese considerou-se que os materiais possuem um comportamento elástico perfeitamente plástico, com critério de rotura tipo Moh-Coulomb.

Sendo assim, as propriedades dos materiais que constituem o maciço e os critérios de cedência adotados são apresentados no Quadro 1. Importa referir que o estado de tensão inicial é admitido como geostático.

Quadro 1 – Propriedades dos materiais – modelo 1

	Solo Residual	Rocha W3
E [MPa]	50	1000
ν	0,3	0,3
c' [kPa]	50	-
ϕ' [°]	35	-
ψ' [°]	11,67	-
c'_{res} [kPa]	50	-
ϕ'_{res} [°]	35	-
σ_c [MPa]	-	30
m_b	-	1
Parâmetro de dilatância	-	0,67
s	-	0,003
γ [kN/m ³]	24	25
K_0	0,5	0,5
Critério de cedência	Mohr Coulomb	Hoek-Brown

Relativamente ao material de suporte, diga-se betão projetado, apresenta espessura de 0,25 m, coeficiente de Poisson igual a 0,2 e módulo de deformabilidade de 30 GPa, assumindo-se que o seu comportamento é perfeitamente elástico.

4.2. MODELAÇÃO EM 3D – SOFTWARE RS3

4.2.1. BREVE APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE RS3 E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O programa de cálculo RS3 pertence a um conjunto de *software* da Rocscience e é direcionado ao cálculo tridimensional de estruturas geotécnicas do ramo de engenharia civil e minas tendo como base

o método de elementos finitos. O *software* aceita materiais com características típicas de rocha e solo, permitindo a adequação dos critérios de cedência conforme a natureza destes. Estão à disposição critérios de cedência como Mohr Coulomb, Hoek-Brown, Drucker-Prager e Cam-Clay. A análise pode ser efetuada em condições drenadas e/ou não drenadas, em tensões efetivas e/ou tensões totais.

No que diz respeito ao suporte, o programa apresenta alguma versatilidade já que é possível a colocação de diversos tipos de revestimentos, como pregagens, perfis metálicos, betão projetado e *forepoling* nas diferentes direções.

Uma funcionalidade importante do *RS3* é o estabelecimento de uma sequência construtiva. No caso concreto deste primeiro modelo há uma divisão da cavidade a escavar em fatias de 1 m, em correspondência com a distância de avanço pretendida, assim como mostra a Fig. 25, exemplo da fase de escavação número 26.

O método de elementos finitos é, como já foi referido, a base de cálculo deste *software*, sendo dada a oportunidade de escolher o tipo de malha graduada ou uniforme e o número de nós por elemento (4 ou 10), sendo a forma tetraédrica dos elementos a única disponível.

A malha de elementos finitos usada no cálculo deste modelo é composta por elementos tetraédricos de 10 nós, perfazendo um total de 90601 elementos. A geração desta malha foi automática, tendo como principal princípio a qualidade mínima admissível para este modelo, resultando um total de apenas 10 elementos de má qualidade, de acordo com a classificação do *software*. Entenda-se por elementos de má qualidade aqueles elementos que se encontram com os vértices muito próximos uns dos outros, ou resultante da má transição de uma zona refinada para a zona mais grosseira, e/ou ainda os elementos serem aproximadamente paralelos ou fazerem pequenos ângulos entre si. De um modo geral, pode classificar-se esta malha de elementos finitos bastante aceitável. A Fig. 24 mostra a tridimensionalidade da malha de elementos finitos num corte longitudinal.

Relativamente aos limites do modelo, e tendo em atenção as bases teóricas que mostram as repercussões dos efeitos da escavação, adotou-se transversalmente uma distância de 5,5 vezes o diâmetro do túnel medida para cada lado a partir do seu centro, ou seja, 44 m, e longitudinalmente atribui-se 6 diâmetros do túnel, totalizando 48 m.

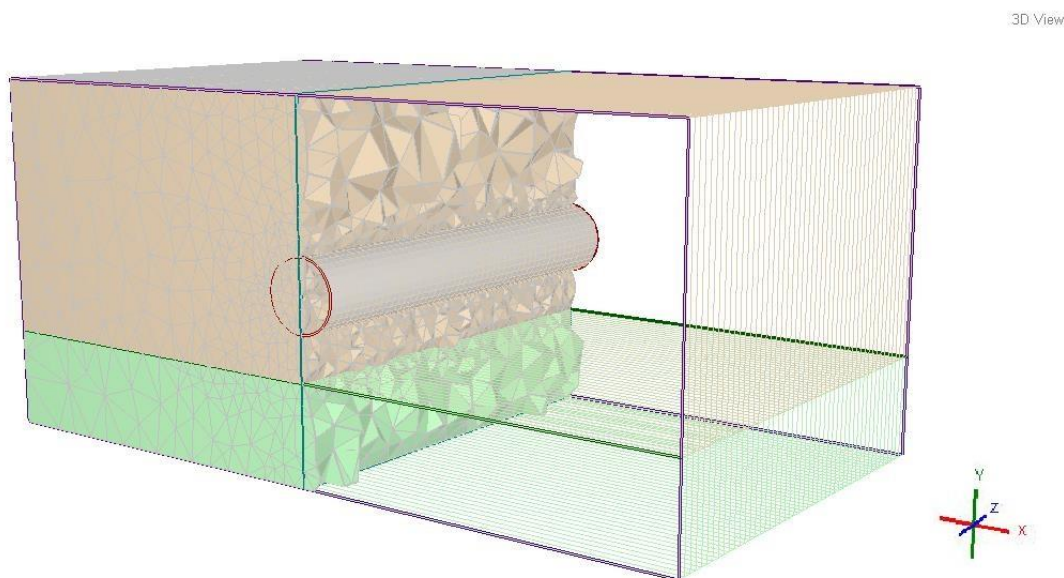


Fig. 24 – Corte longitudinal da malha tridimensional de elementos finitos

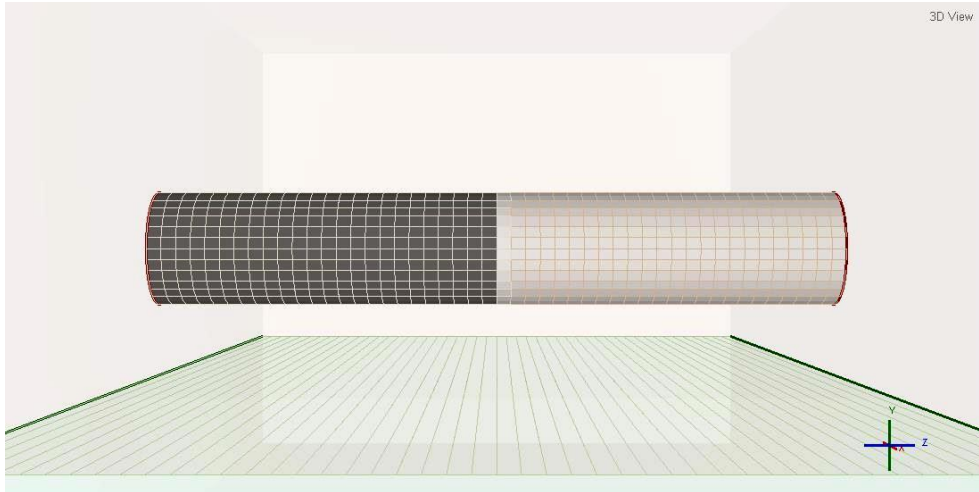


Fig. 25 – Divisão do túnel em fatias e sequência construtiva

4.2.2. RESULTADOS

4.2.2.1. Tensões e trajetórias de tensões

No que concerne à avaliação de tensões, reforça-se a ideia que no cálculo tridimensional qualquer ponto do maciço se caracteriza através de 6 componentes de tensão: σ_x ; σ_y ; σ_z ; $\tau_{xy} = \tau_{yx}$; $\tau_{xz} = \tau_{zx}$; $\tau_{yz} = \tau_{zy}$. Na abordagem das trajetórias de tensões é preciso ter em consideração essa tridimensionalidade sendo que há duas possíveis tensões horizontais, a contida no plano transversal e a da direção longitudinal. No modelo em análise a tensão vertical é dada segundo o eixo yy e a tensão horizontal ocorre nos eixos xx e zz. Importa dizer que a análise é elaborada para condições drenadas, isto é, em tensões efetivas e os gráficos vêm em termos de s'-t, traduzidas pelas equações (3.8) e (3.9), sendo σ'_v a tensão vertical efetiva, σ'_h a tensão horizontal efetiva e, σ_v e σ_h as tensões totais vertical e horizontal, respetivamente. São também representadas as retas que correspondem às envolventes de rotura K_f e a linha K_0 de onde partem as trajetórias.

$$s' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \quad (3.8)$$

$$t = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (3.9)$$

A extração das trajetórias de tensão é feita para alguns pontos situados na proximidade do coroamento, hasteais e soleira, incorporados no plano $z=24$ m (plano que corta transversalmente o túnel a meio), como se observa na Fig. 26, e que deve corresponder a uma secção onde a influência das condições de fronteira já não se reflete. Escolheu-se este plano por, ao estar afastado dos limites do modelo, traduzir uma situação de cálculo estabilizada, já longe da influência das condições de fronteira.

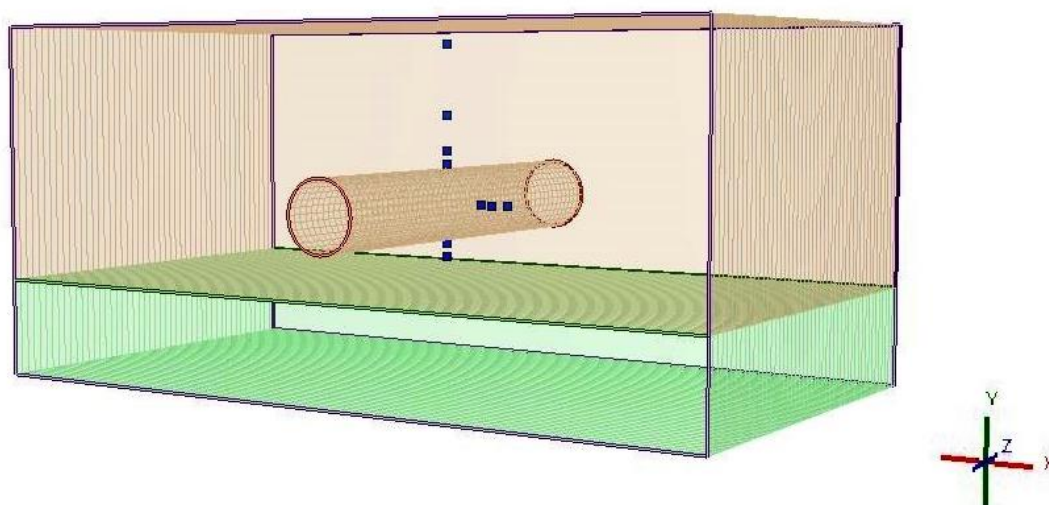


Fig. 26 – Localização espacial dos pontos em análise

As trajetórias de tensão nos pontos da proximidade do coroamento apresentam-se de seguida, fazendo-se uma distinção clara entre os modelos em que se assumiu comportamento em regime elástico ou plástico para os materiais. Dos quatro pontos escolhidos para esta análise, o ponto D é o que encontra mais afastado do tecto do túnel, estando até mais próximo da superfície. Deste modo, o ponto A encontra-se a 0,5 m do contorno do túnel, o ponto B a 2,0 m, o ponto C a 6,0 m e por último, o ponto D que se situa a 14,0 m deste.

A Fig. 27 e Fig. 28 apresentam as trajetórias de tensões nos pontos na proximidade do coroamento, em regime elástico e plástico, respetivamente, considerando no cálculo de ambas a tensão horizontal na direção do eixo dos xx. Nas Fig. 29 e Fig. 30 mostram-se as trajetórias nos mesmos pontos e conforme os dois regimes, mas desta vez, com a tensão horizontal na direção do eixo zz.

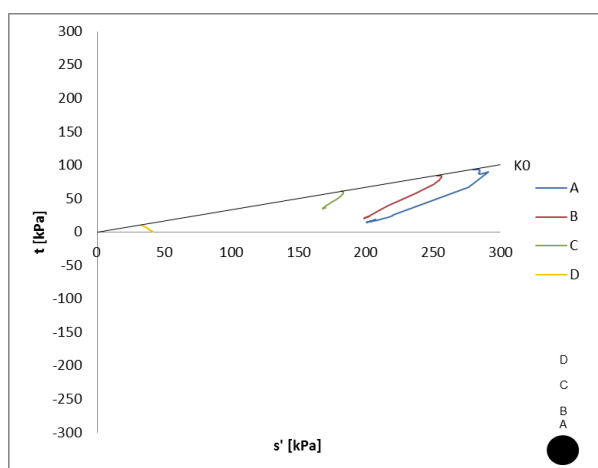


Fig. 27 – Trajetórias em regime elástico - $\sigma_{h,x}$ – Coroamento

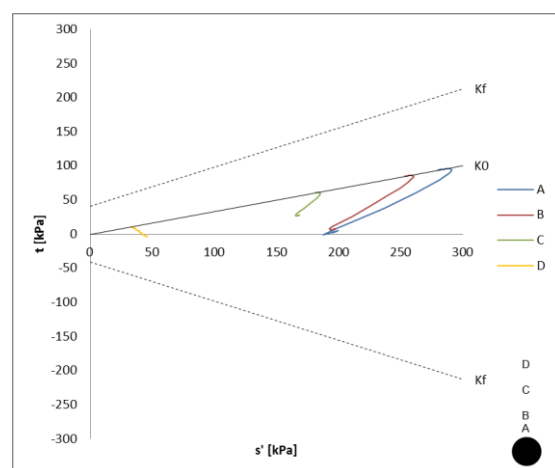


Fig. 28 – Trajetórias em regime plástico - $\sigma_{h,x}$ – Coroamento

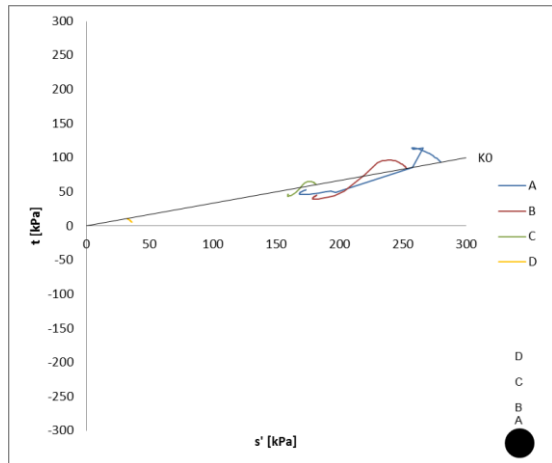


Fig. 29 – Trajetórias em regime elástico – $\sigma_{h,z}$ - Coroamento

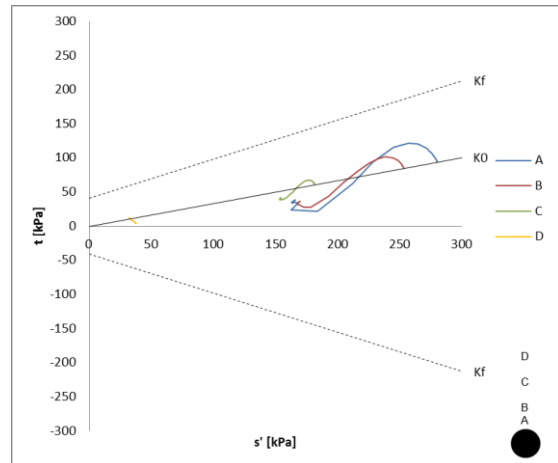


Fig. 30 – Trajetórias em regime plástico – $\sigma_{h,z}$ - Coroamento

No que diz respeito à consideração da tensão horizontal na direção x (Fig. 27 e Fig. 28), observa-se que em ambos os regimes, elástico e plástico, as trajetórias tomam o mesmo percurso e constata-se um decréscimo da tensão vertical em todos os pontos considerados. Verifica-se que em regime plástico, as trajetórias de tensões dos pontos A, B e C avançam mais rapidamente ao encontro da linha K_f do lado negativo o que parece razoável, já que se prevê a cedência desses pontos e, consequentemente, diminuição brusca da tensão vertical. No entanto, verifica-se que, no exemplo adotado, a extensão das zonas de cedência ainda é limitada como se mostra nas Fig. 31 e Fig. 32, correspondentes ao plano $z=24$ m (plano que corta transversalmente o túnel a meio). Para além da cedência de alguns pontos à superfície, nota-se que é no contorno que ocorre maior propagação das zonas de cedência, nomeadamente, rotura por decréscimo da tensão normal no coroamento e soleira e rotura por corte nos hasteias e ombrais.

Relativamente à tensão horizontal na direção z (Fig. 29 e Fig. 30), nota-se um claro distúrbio da trajetória do ponto A na análise elástica comparativamente com a plástica, que poderá ser indício de que o cálculo em regime elástico não se adequa a este caso. As trajetórias neste sentido (z) apresentam uma mudança de direção. No início aproximam-se da envolvente de rotura do lado positivo e, a certa altura, tendem para o lado negativo, não chegando a atingi-lo. Isto acontece porque na direção longitudinal, há diminuição das tensões horizontais até à passagem da frente de escavação pela secção que contém o ponto e, posteriormente, ocorre aumento dessas tensões.

O ponto D apresenta uma trajetória de tensões curta para todas as hipóteses de análise, uma vez que se encontra quase à superfície e as variações de tensões devidas à escavação são muito reduzidas. As trajetórias não se afastam muito da linha K_0 .

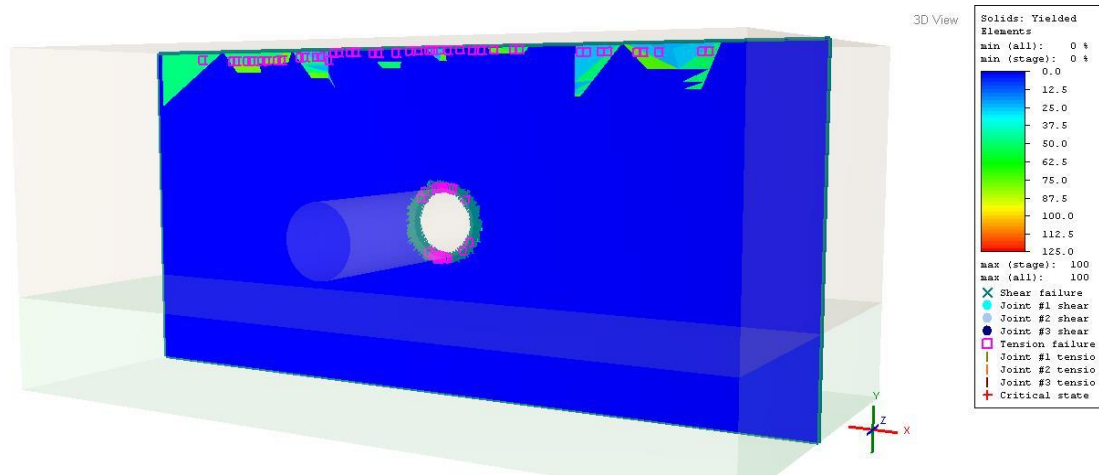


Fig. 31 – Propagação das zonas de cedência. Plano z=24 m.

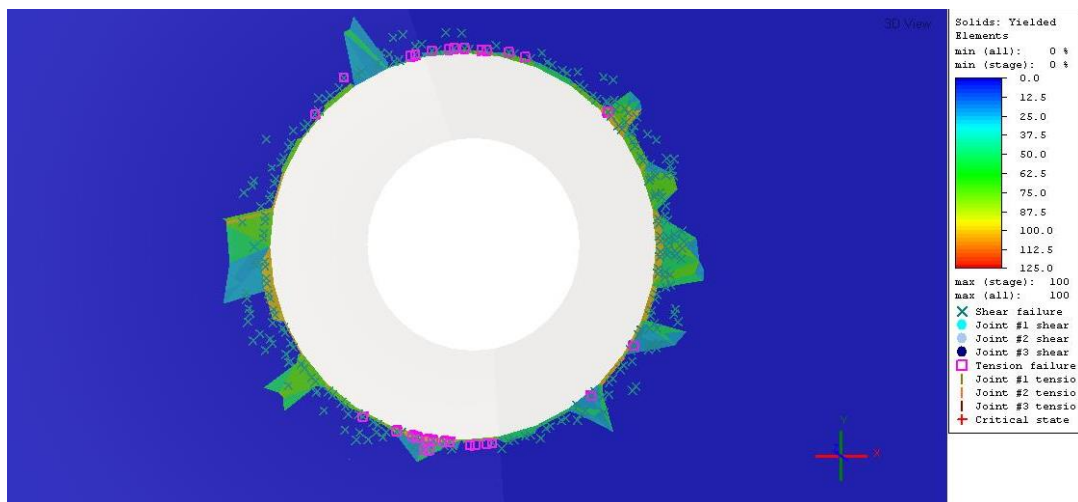


Fig. 32 – Pormenor da propagação das zonas de cedência no contorno do túnel. Plano z=24 m.

No que se segue estudam-se as trajetórias de tensões dos pontos próximos de um hasteal (Fig. 33 a Fig. 36), considerando-se para o efeito que o ponto E se situa a 0,5 m do contorno do túnel, o ponto F a 2,0 m e o ponto G a 4,0 m deste. Visto isto, as Fig. 33 e Fig. 34 mostram as trajetórias de tensões nos pontos na proximidade dos hasteais, em regime elástico e plástico, respetivamente, considerando no cálculo de ambas a tensão horizontal na direção do eixo dos xx. Nas Fig. 35 e Fig. 36 apresentam-se as trajetórias nos mesmos pontos e segundo os dois regimes, mas desta feita, com a tensão horizontal na direção do eixo dos zz.

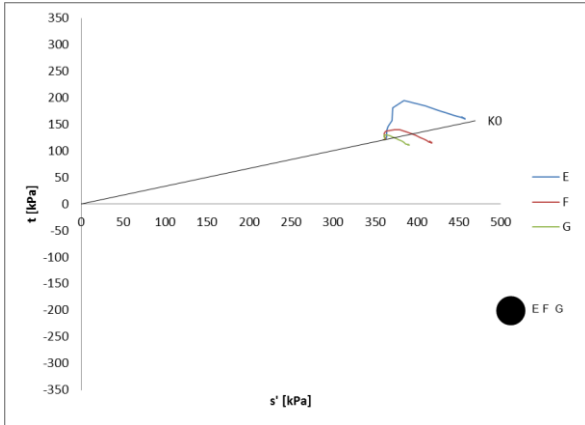


Fig. 33 - Trajetórias em regime elástico – $\sigma_{h,x}$ - Hasteais

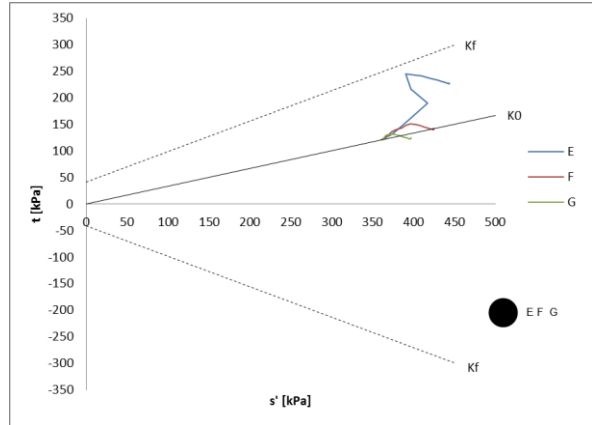


Fig. 34 - Trajetórias em regime plástico – $\sigma_{h,x}$ - Hasteais

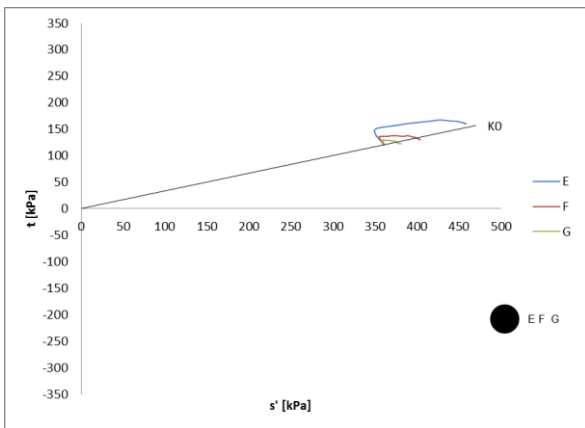


Fig. 35 - Trajetórias em regime elástico – $\sigma_{h,z}$ - Hasteais

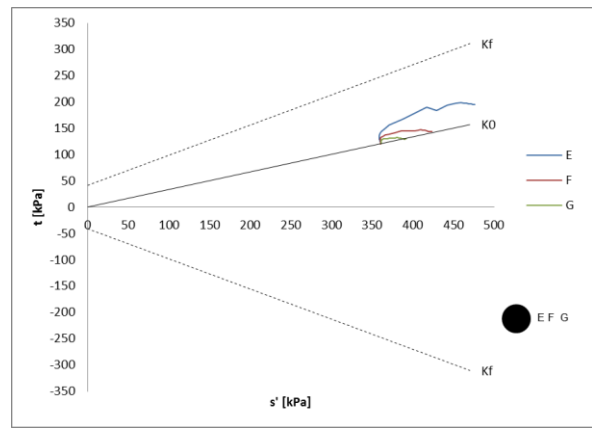


Fig. 36 - Trajetórias em regime plástico – $\sigma_{h,z}$ - Hasteais

O que se destaca nas trajetórias de tensões referentes aos hasteais é que estas apresentam uma forma semelhante considerando quer a direção x ou z das tensões horizontais. Tal significa que as tensões horizontais assumem valores muito semelhantes ao longo do processo de escavação. No que diz respeito ao cálculo em regime plástico, as trajetórias calculadas com $\sigma_{h,x}$ aproximam-se mais rapidamente da envolvente de rotura não chegando a atingi-la, mostrando indícios de que a avaliação de tensões transversalmente se torna mais importante no caso dos hasteais.

Por último, faz-se a análise das trajetórias de tensões de dois pontos situados na soleira (Fig. 37 a Fig. 40). Como tal, o ponto J encontra-se a 0,5 m do contorno do túnel e o ponto L a 2,0 m deste. Espera-se para este caso um comportamento idêntico ao verificado nos pontos do coroamento, com exceção das diferenças resultantes de o ponto se encontrar a uma maior profundidade. Assim sendo, as Fig. 37 e Fig. 38 mostram as trajetórias de tensões nos pontos próximos da soleira, em regime elástico e plástico, respetivamente, considerando no cálculo de ambas a tensão horizontal na direção do eixo dos xx. Já as Fig. 39 e Fig. 40 exibem as trajetórias nos mesmos pontos e conforme os dois regimes, mas desta vez, com a tensão horizontal na direção do eixo dos zz.

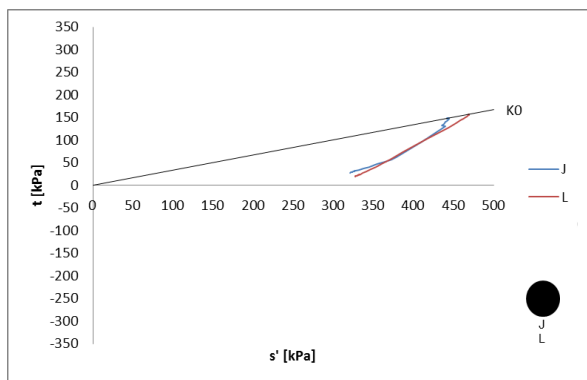


Fig. 37 – Trajetórias em regime elástico – $\sigma_{h,x}$ - Soleira

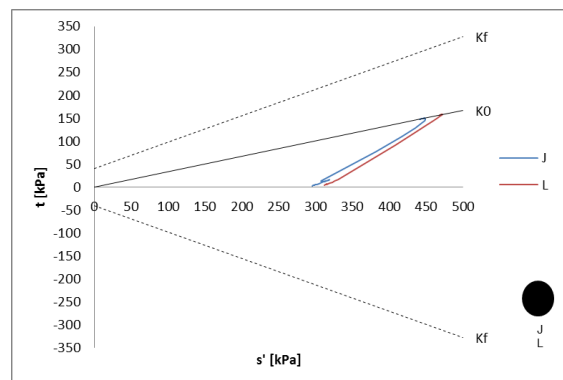


Fig. 38 – Trajetórias em regime plástico – $\sigma_{h,x}$ - Soleira

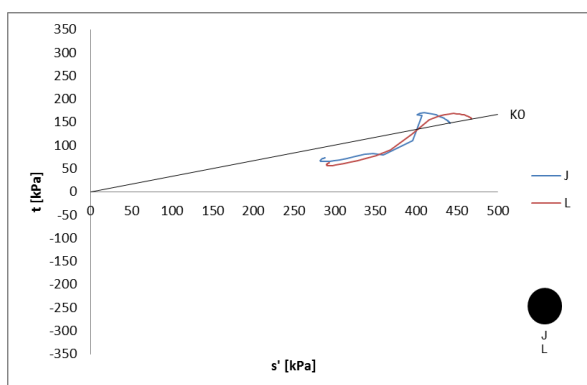


Fig. 39 – Trajetórias em regime elástico – $\sigma_{h,z}$ - Soleira

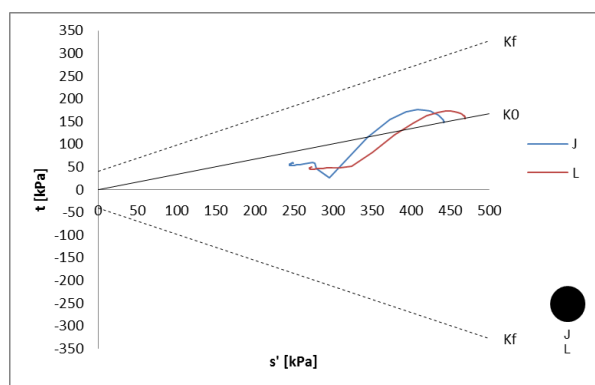


Fig. 40 – Trajetórias em regime plástico – $\sigma_{h,z}$ - Soleira

De facto, nota-se a mesma tendência de trajetórias que, grosso modo, deve-se à redução de tensão normal média e aumento da tensão horizontal no caso da Fig. 37 e Fig. 38. Nos gráficos das Fig. 39 e Fig. 40, verifica-se a mesma mudança de direção nas trajetórias, que já foi explicado anteriormente para os pontos do coroamento.

4.2.2.2. Deformações

Na realidade de um projeto, quando se prespetivam deformações decorrentes da escavação de um túnel, está a falar-se de deslocamentos quer à superfície, quer da cavidade, em diferentes fases de construção. O cálculo tridimensional é uma ajuda essencial, pois permite a obtenção de resultados de deformações de uma forma intuitiva em diferentes direções e nas várias fases de escavação.

Neste primeiro modelo de cálculo optou-se por analisar, nos dois regimes de comportamento dos materiais elástico e plástico, os assentamentos e deslocamentos horizontais na superfície do terreno num plano transversal ao túnel e deslocamentos verticais ao longo do coroamento.

Relativamente à curva de assentamentos da superfície do terreno (Fig. 41), fez-se a extração de resultados para a fase final da construção numa secção transversal intermédia ($z=24$ m), considerando-se que as deformações se encontram estabilizadas. Encontram-se no mesmo gráfico sobrepostas as curvas para o regime de cálculo elástico e plástico.

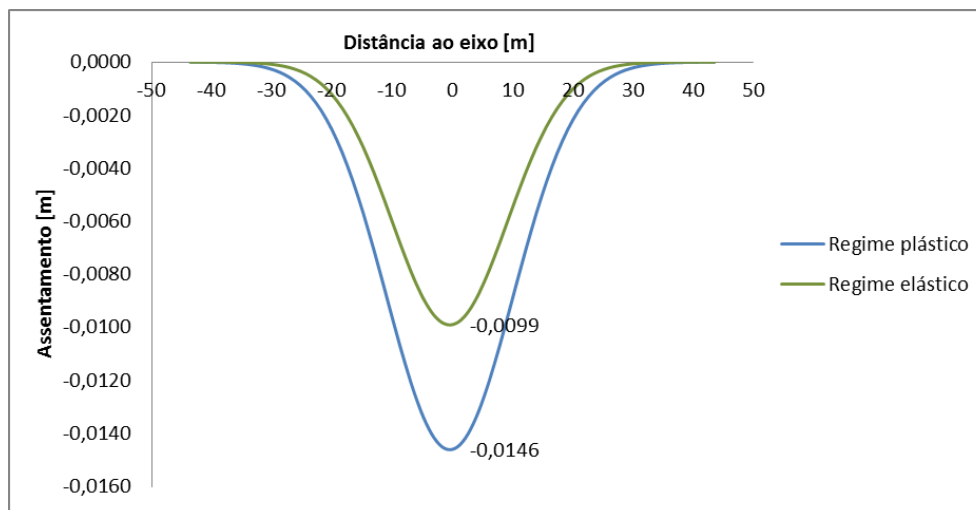


Fig. 41 – Curvas de assentamentos superficiais normalizadas na fase final

Como era de prever, o deslocamento vertical que se obtém no regime elástico é um pouco mais baixo do resultante no regime plástico. Tal resulta, por um lado, da pouca plastificação registada no modelo e já discutida, e da existência de algumas zonas plastificadas no contorno da escavação. A aproximação dos resultados provenientes do programa foi feita utilizando a curva de Gauss. No geral, os assentamentos superficiais são baixos mostrando-se compatíveis com as características razoáveis do terreno e com o avanço relativamente curto da escavação.

A análise dos deslocamentos horizontais na superfície do terreno apresenta-se de seguida com a distinção entre o regime elástico e plástico dos materiais (Fig. 42).

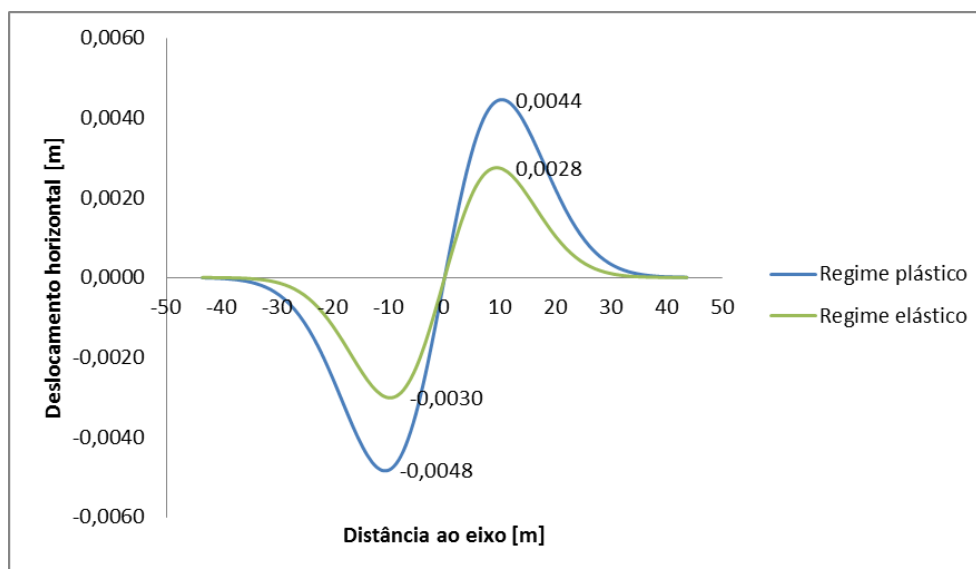


Fig. 42 – Deslocamentos horizontais normalizados à superfície na fase final

Os gráficos que se obtêm para deslocamentos horizontais mostram alguma discrepância nos máximos, já que deveriam ser iguais em valor absoluto. Essas irregularidades são devidas a erros numéricos, por

um lado, e ao facto de as malhas não ser necessariamente simétricas, levando a que alguns valores apresentados sejam resultado de interpolações. Contudo, o valor zero de deslocamentos horizontais acontece para uma distância nula ao eixo do túnel e o máximo ocorre para o cálculo em regime plástico, como era de se prever. Na Fig. 43 ilustra-se a deformação que ocorre na superfície do terreno na fase final de construção em termos de deslocamentos totais, notando-se claramente uma espécie de banda de deformações que acompanha a extensão do túnel.

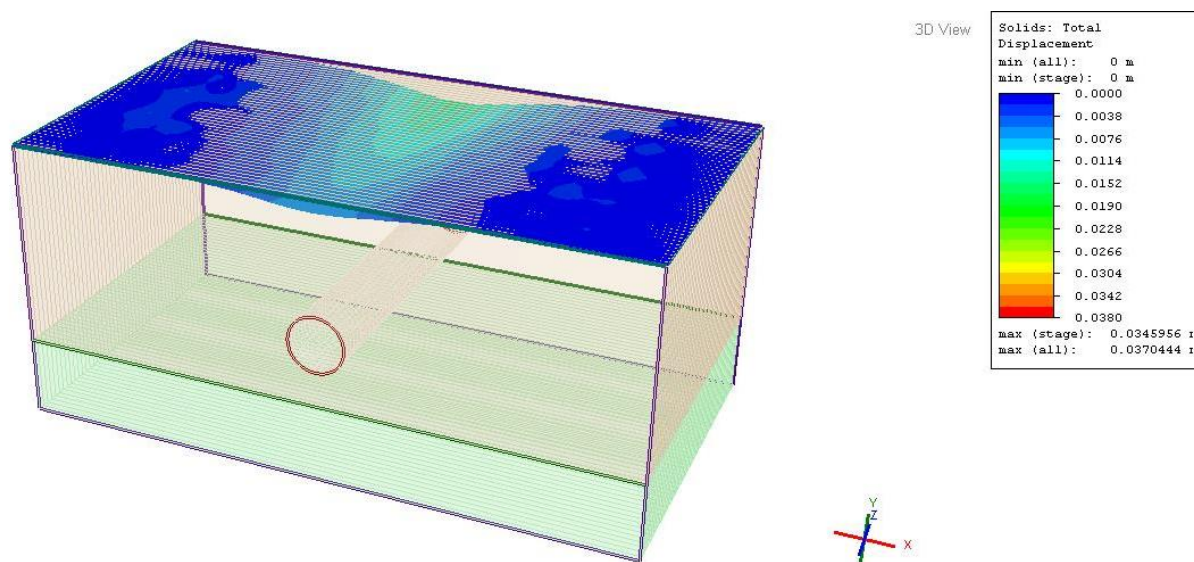


Fig. 43 – Deformação superficial na fase final

Nas Fig. 44 e Fig. 45 observam-se os deslocamentos totais acompanhados dos vetores de convergência, mas, desta feita, para uma secção intermédia do túnel ($z=24$ m) na última fase de cálculo. Esta secção, por se encontrar a cerca de 24 m de cada um dos extremos da malha, onde já não deve ter influência das condições fronteira.

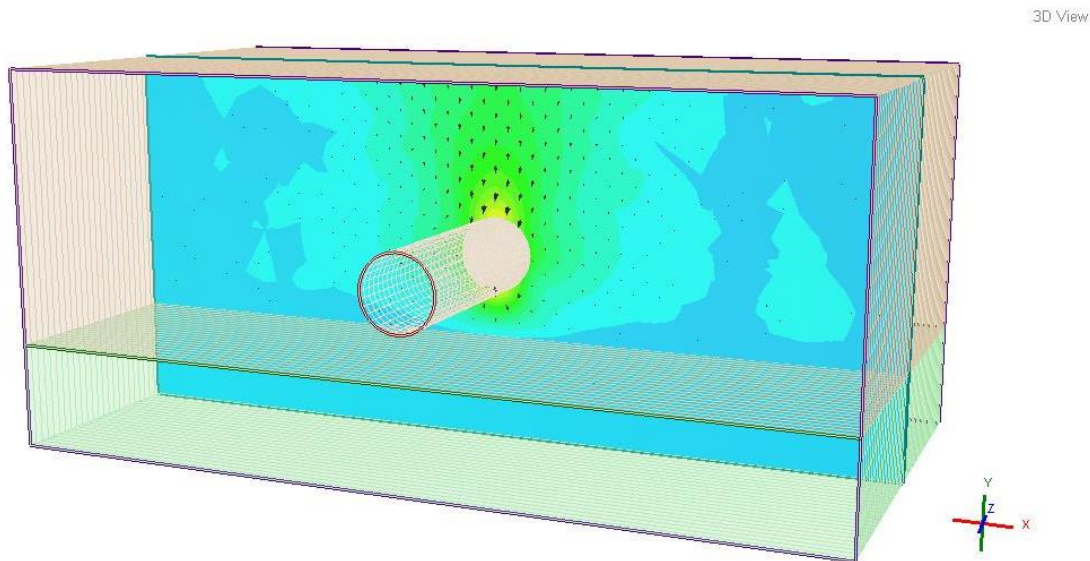


Fig. 44 – Deslocamentos totais e vetores de convergência na fase final

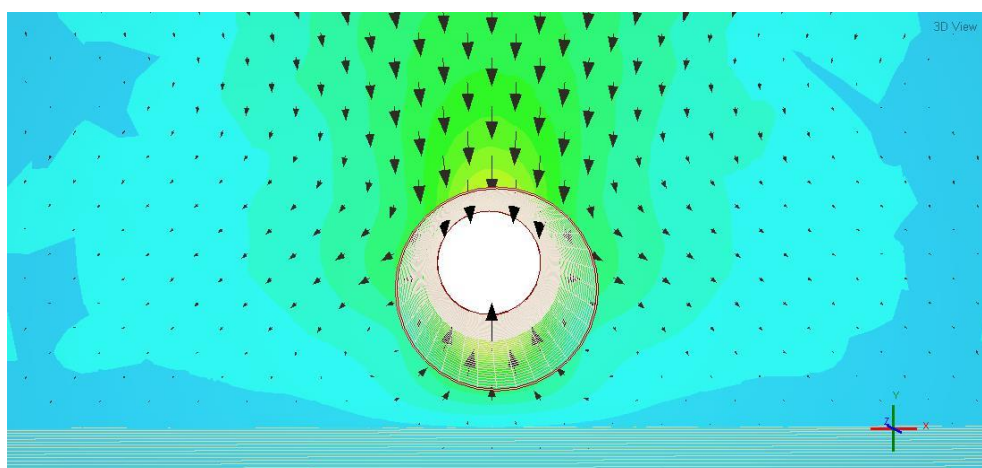


Fig. 45 – Pormenor dos vetores deslocamento na fase final

A Fig. 45 ilustra a tendência do movimento do solo na última fase de construção onde se nota a evidente mudança de direção dos vetores deslocamento na zona dos ombrais, chegando aos hasteais com aproximadamente um ângulo de 45° . Na soleira, o sentido torna-se ascendente. Esta convergência do terreno para o interior da cavidade dos pontos situados no coroamento e soleira, e o afastamento na zona dos hasteais, provoca uma deformada aproximadamente oval num corte transversal intermédio (Fig. 46).

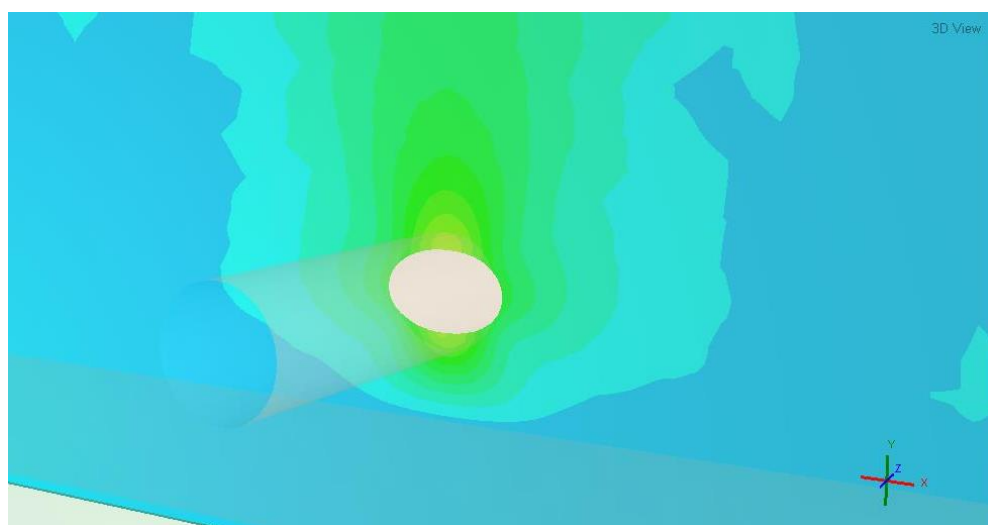


Fig. 46 – Pormenor da deformada na secção transversal intermédia do túnel na fase final

No seguimento desta análise de deformação da cavidade é conveniente introduzir o estudo aos deslocamentos radiais no coroamento produzidos pela escavação. Para além da fase final, interessa também avaliar a evolução de deslocamentos radiais no coroamento para uma fase intermédia de construção a fim de se perceber a influência que a escavação tem para além da frente. O cálculo destes deslocamentos resultou nas Fig. 47 e Fig. 48 seguintes.

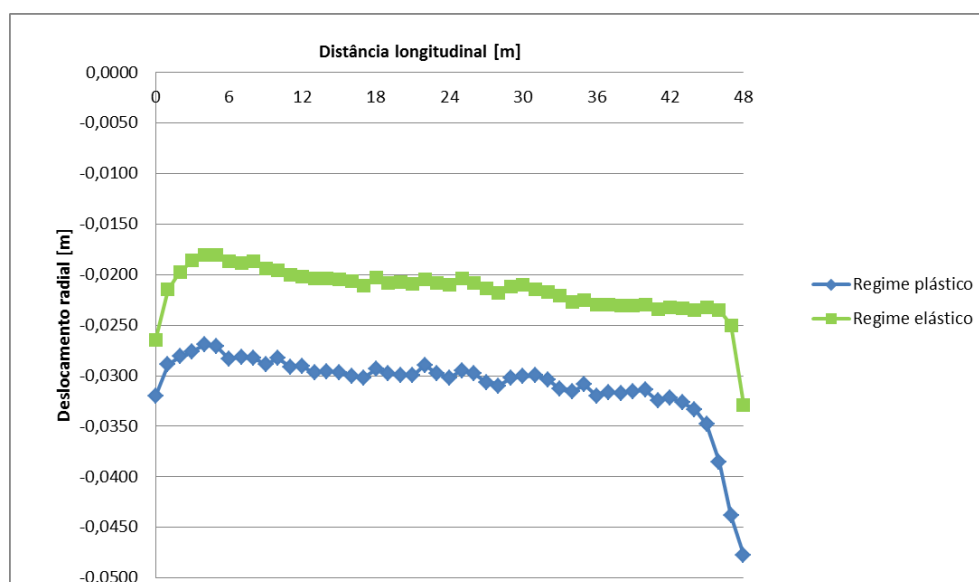


Fig. 47 – Deslocamentos radiais no coroamento – fase final

Na fase final era de prever que os deslocamentos radiais fossem aproximadamente constantes ao longo de toda a linha que passa no coroamento do túnel, a menos das zonas afetadas pelas fronteiras

longitudinais, como se evidencia na figura. De facto, o resultado apresenta algumas oscilações, tanto na análise elástica como na análise plástica dos materiais, que são devidas à acumulação de erros numéricos. Esse erro resulta numa diferença de deslocamentos da ordem dos 2 a 3 mm nos dois regimes, o que parece um valor aceitável comparativamente com a extensão total do túnel, embora fossem convenientes resultados mais estáveis. Tal oscilação resulta também do facto de as malhas serem formadas por tetraedros não replicados e, portanto, os deslocamentos obtidos em alguns pontos resultarem de interpolações, não sendo os resultados diretos do cálculo de deslocamentos nos pontos nodais.

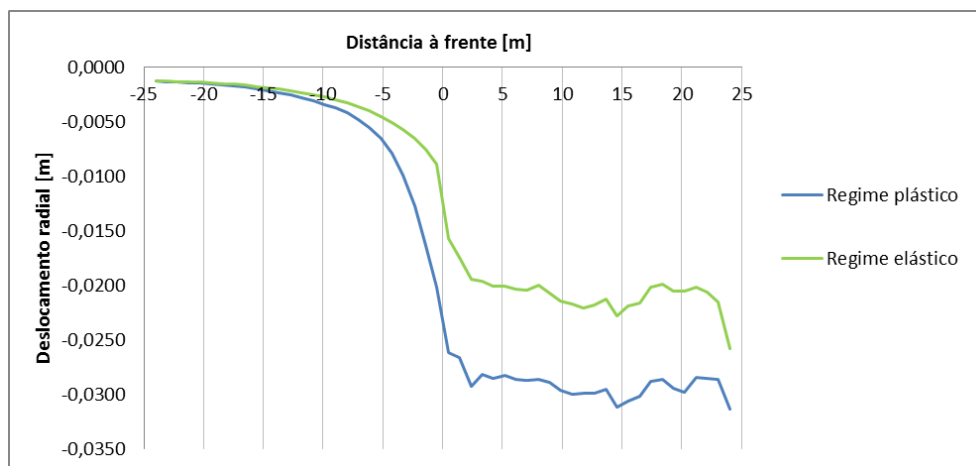


Fig. 48 – Curva de deslocamentos radiais no coroamento – Fase intermédia

Quando se passa para a análise da curva de deslocamentos radiais numa fase intermédia de escavação (Fase de cálculo 25) da Fig. 48, constata-se que a uma distância da frente a partir dos 5 m, aproximadamente, já se observa estabilização de deslocamentos, coincidindo esse valor com o obtido para a fase final (Fig. 47). Este aspeto indicia, para este caso, que o suporte em betão passa a controlar de modo muito efetivo os deslocamentos.

Adiante da frente de escavação, observa-se um ligeiro crescimento dos deslocamentos verticais dos 15 m até aos 5 m de distância da frente. A partir desse ponto observa-se um acréscimo brusco, passando pela frente de escavação até a uma distância de cerca de 1 m, coincidente com a distância não suportada. Logo depois assiste-se novamente ao crescimento ameno, até atingir o já abordado equilíbrio final.

Houve ainda a tentativa de aproximação das curvas de deslocamentos radiais por meio de médias móveis, no entanto, ainda se observam irregularidades principalmente no troço final, resultado de erros numéricos.

Visto isto, pode adiantar-se também que a distância de influência de comportamentos relativamente à frente de escavação, aparentemente parece menor que a apontada teoricamente para 4 diâmetros, o que no caso presente, em muito se deve à instalação de um suporte muito eficaz. Na realidade, tratando-se de um túnel perfeitamente circular, a rigidez efetiva do suporte é muito elevada.

4.2.2.3. Esforços no suporte

Os esforços axiais, esforços transversos e momentos fletores são os esforços que mais influenciam no dimensionamento de suportes de túneis circulares. No caso deste primeiro modelo tridimensional decidiu-se fazer a análise apenas para os esforços axiais e momentos fletores para o arco de betão projetado situado entre os 24 e 25 m na última fase de construção. Uma vez que uma extensão de 1 m de revestimento apresenta inúmeros pontos onde o programa pode extrair valores de esforços, apresenta-se um estudo mais restrito para a secção média ($z=24,5$ m).

Os gráficos dos esforços vêm em função do ângulo θ que varia entre os 0 e 180° tomando partido da simetria do túnel.

Na mesma linha de raciocínio investiga-se a influência do regime elástico e plástico dos materiais nos esforços do suporte.

As Fig. 49 e Fig. 50 dizem respeito aos resultados dos esforços axiais.

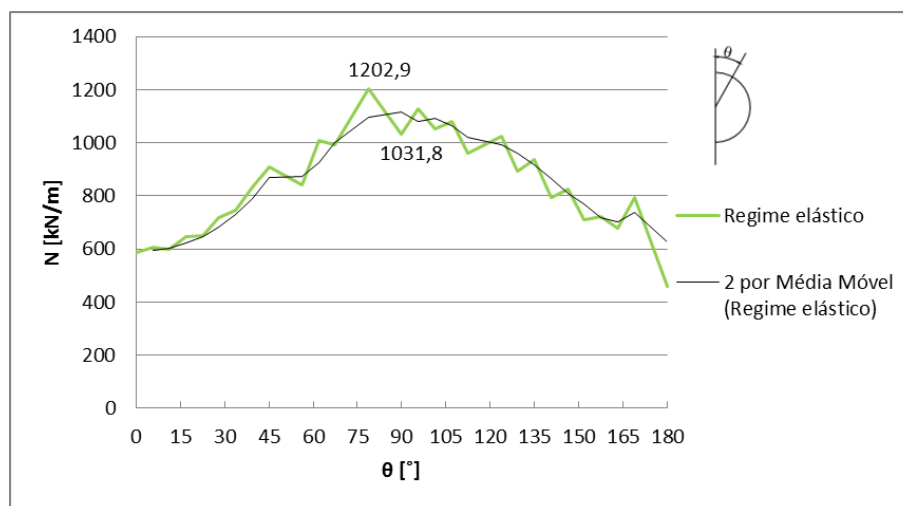


Fig. 49 – Esforços axiais no suporte – Regime elástico

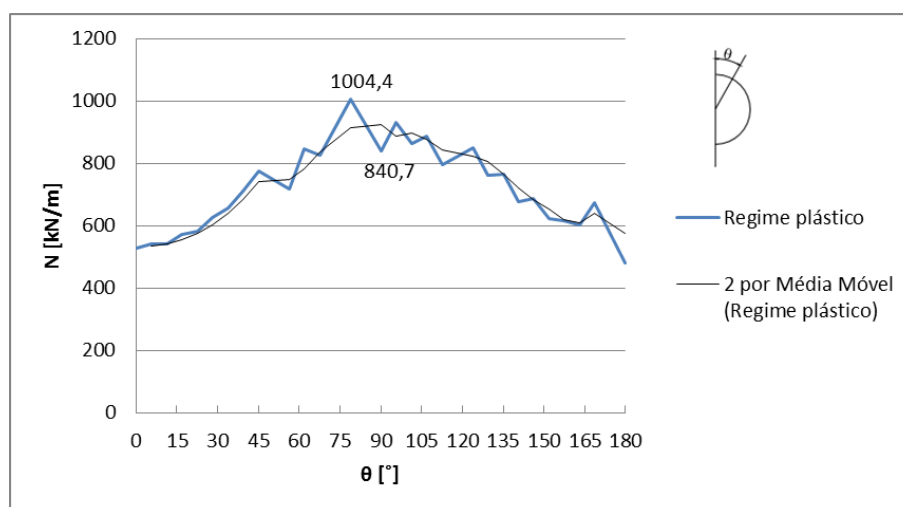


Fig. 50 – Esforços axiais no suporte – Regime plástico

Ao observar ambos os gráficos é notória a existência de picos nos esforços axiais ao longo do contorno do túnel. Estas oscilações devem-se ao facto de os esforços serem calculados pelo programa onde se situam os pontos de Gauss da malha de elementos finitos. Como a análise foi restrita a uma secção infinitesimal é natural que só “apanhe” alguns desses pontos de cálculo e os restantes pontos requeridos resultem de interpolações menos precisas. Por esta razão, decidiu-se aproximar os resultados obtidos por meio de médias móveis, apenas para evidenciar a forma típica do diagrama de esforços axiais ao longo do contorno.

Feitas as aproximações pode afirmar-se que tanto no regime elástico como no plástico, os valores dos esforços axiais estão em conformidade com as formulações teóricas, já que o máximo esforço se verifica nos hasteais e o mínimo na soleira e coroamento. O sinal positivo indica que todo o suporte está sujeito a esforços de compressão. Comparando os valores concretos de esforços axiais, constata-se que em regime elástico do terreno os esforços no suporte são superiores que em regime plástico. O terreno em regime linear não sofre plastificação e, portanto, não perde rigidez o que leva à absorção superior de tensão para garantir o deslocamento imposto pela escavação. Graças à interação maciço-suporte, a tensão a que está sujeito o suporte é a mesma a que está sujeito o terreno.

Os momentos fletores experimentados pelo suporte constam nas Fig. 51 e Fig. 52.

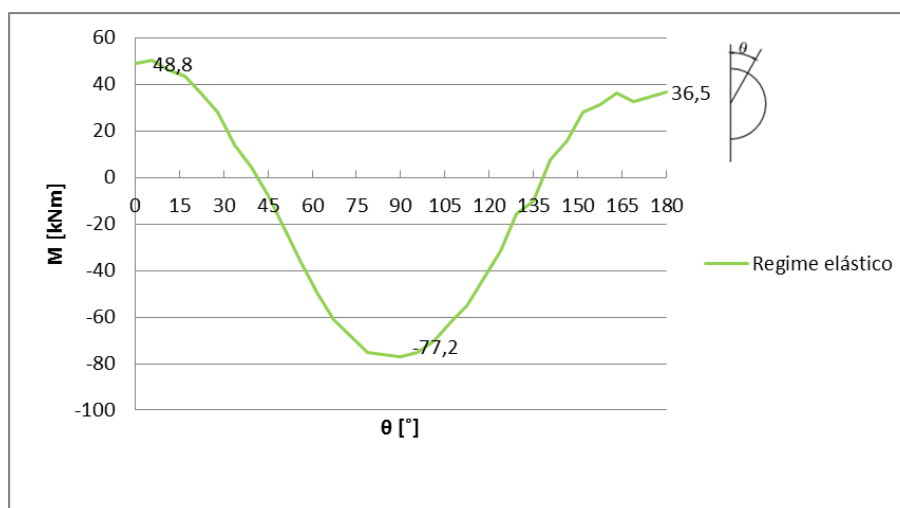


Fig. 51 – Momentos fletores no suporte – regime elástico

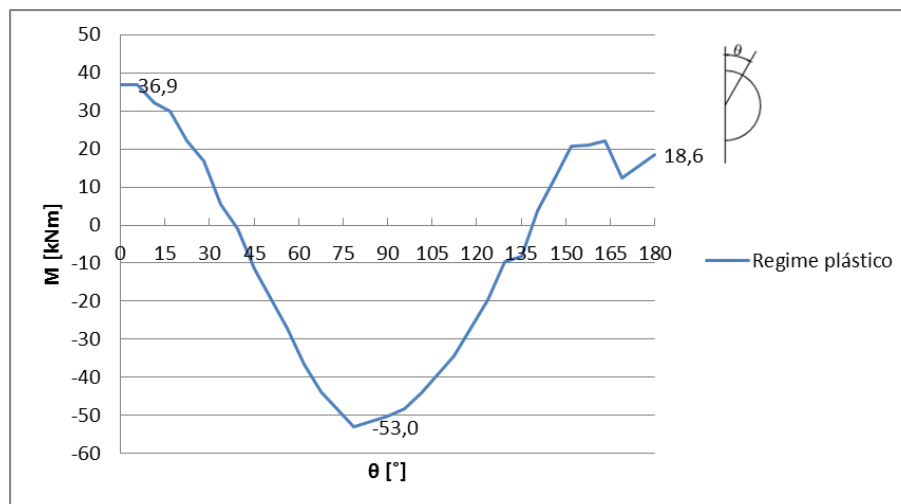


Fig. 52 – Momentos fletores no suporte – regime plástico

Como se pode verificar, tanto em regime elástico como plástico os máximos momentos fletores ocorrem muito próximo da posição onde $\theta = 90^\circ$, isto é, na zona dos hasteias.

De facto, os momentos fletores máximos, positivos e negativos, são superiores na formulação de regime elástico. Isto acontece pois, como já foi dito para os esforços axiais, o terreno em regime linear elástico não sofre plastificação e, como tal, o suporte deve absorver maior esforço para garantir deslocamento imposto pela escavação.

4.3. MODELAÇÃO EM 2D – SOFTWARE PHASE 2

4.3.1. BREVE APRESENTAÇÃO DO SOFTWARE PHASE 2 E MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

O programa *Phase 2* pertence ao grupo *Rocscience* e permite o cálculo bidimensional de problemas de índole geotécnica utilizando o método de elementos finitos. Este *software* possibilita a introdução de rocha e solo e tem à disposição diferentes modelos de cálculo e critérios de cedência, tais como Mohr Coulomb, Hoek-Brown, Druker-Prager, Cam-Clay, Mohr Coulomb *with Cap* e *Softening Hardening Model* (Modelo de amolecimento/endurecimento). O processo construtivo é introduzido nesta modelação plana por fases (*stage*s) e, associado a estas, vem o conceito de *load split* ou fator de alívio. Grosso modo, o *load split* é a percentagem da tensão geoestática que se deseja e/ou perspectiva para uma determinada fase de construção, sendo esta a ferramenta chave na simplificação de modelos tridimensionais em modelos bidimensionais, que será alvo de estudo num capítulo adiante. Este fator pode ser positivo, indicando que se aplica uma parte das tensões geoestáticas nessa fase, ou negativo, indicando que se retiram uma parte das tensões correspondentes à parcela geostática.

Comparativamente ao programa *RS3*, o *Phase 2* apresenta menos opções do tipo de suporte uma vez que suportes idealizados para a sua aplicação na direção longitudinal estão restritos neste modelo.

Relativamente à malha de elementos finitos, o *software* permite a escolha de malhas do tipo graduado, uniforme, radial e sem nós internos, sendo a forma dos elementos triangular com 3 ou 6 nós ou quadriláteros de 4 ou 8 nós.

No contexto deste primeiro modelo, a malha de elementos finitos é do tipo graduada com elementos triangulares de 6 nós, totalizando 2408 elementos, dos quais nenhum é de má qualidade.

Os limites da fronteira deste modelo são os mesmos estabelecidos para a modelação tridimensional, a menos do comprimento longitudinal que, logicamente, não é possível incorporar. A Fig. 53 ilustra a malha utilizada e as condições de fronteira impostas.

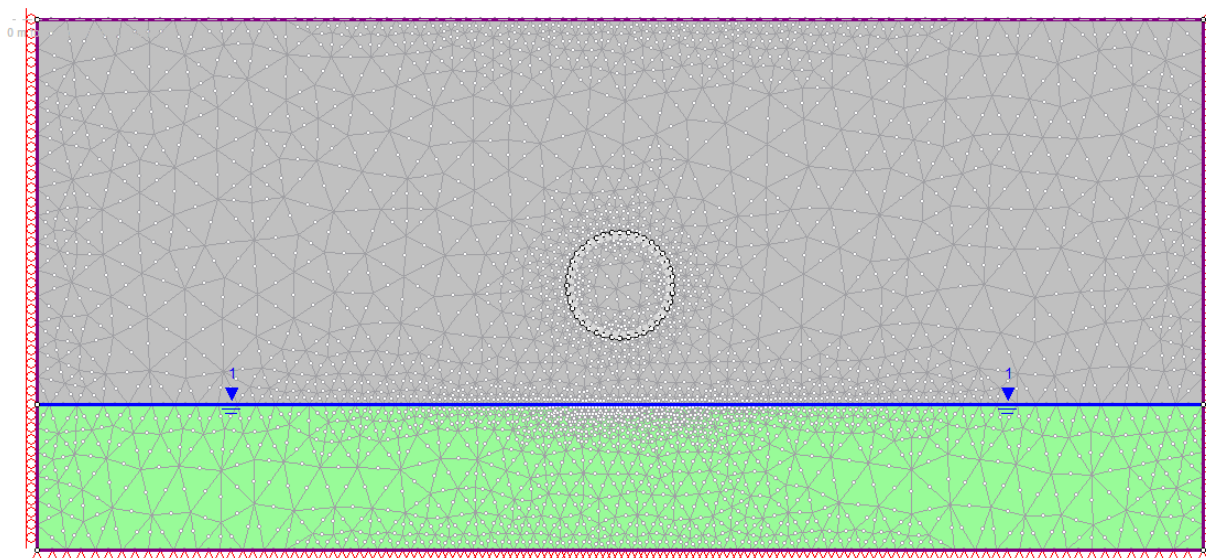


Fig. 53 – Malha de elementos finitos bidimensional

4.3.2. ESCOLHA DO *LOAD SPLIT*

Como já foi referido noutros pontos ao longo desta dissertação, o fator *load split* é escolhido pelo utilizador do *software*/projetista tendo em conta a experiência neste tipo de obras no que diz respeito à sensibilidade em relação às propriedades resistentes do terreno, a distância de avanço de escavação e o atraso na colocação do suporte. Quando não se sabe à partida que valores admitir para estes fatores de alívio de tensões, entra-se em processos iterativos tendo como base os resultados obtidos em análises tridimensionais.

No processo de aplicação do fator de alívio admite-se que possam ser usadas duas técnicas diferentes. Uma técnica possível seria a aplicação deste fator de redução da pressão interna apenas no material correspondente à área de escavação, na fase de escavação. Outro processo a considerar consiste em adotar outro material correspondente à área de escavação, sendo que esse material tem características de solo residual, no entanto, apresenta um módulo de deformabilidade bastante inferior, para não ter em conta a rigidez deste material. No caso do presente estudo, para evitar problemas numéricos, adotou-se um módulo de deformabilidade cerca de 1000 vezes menor que o original do maciço, isto é, $E = 50$ kPa, com o objetivo de tornar aquele núcleo com uma rigidez insignificante e mais facilmente lhe ser aplicado um fator de redução da tensão interna inicial. Como o estado de tensão foi todo aplicado na fase inicial, o *load split* aplicado na segunda fase assume um valor negativo, implicando portanto uma redução das tensões no material a escavar. O primeiro processo implica valores superiores para o *load split* relativamente ao segundo processo. Nesta dissertação é usada a segunda técnica, ou seja, reduz-se a rigidez do material na fase de escavação.

No modelo em questão considera-se que a escavação é efetuada em secção plena, isto implica ter duas fases de cálculo, uma referente à escavação e outra à colocação do suporte. Como o cálculo deste modelo tem caráter explanativo em relação às grandezas que o *software* pode oferecer, a escolha do

load split foi calibrada apenas tendo em consideração os resultados dos assentamentos superficiais obtidos na análise em RS3. Tecidas estas considerações, obteve-se na fase de escavação um alívio de 41% relativamente à tensão inicial instalada no material do núcleo do túnel para o cálculo elástico, e 55,3% para o cálculo plástico.

4.3.3. RESULTADOS

4.3.3.1. Tensões e trajetórias de tensões

Em análise bidimensional, isto é, em estado plano de deformação a avaliação de tensões em qualquer ponto desse plano se caracteriza através de 3 componentes de tensão: σ_x ; σ_y ; $\tau_{xy} = \tau_{yx}$. O *software Phase 2* considera que a tensão vertical é dada pela direção y e a tensão horizontal acontece em x.

Na abordagem das trajetórias de tensões, a análise vem em tensões efetivas e o sistema de eixos apresenta-se em termos de s' - t , calculados pelas expressões (3.8) e (3.9). Os pontos do maciço de onde se extrai as trajetórias são no coroamento, hasteais e soleira e apresentam as mesmas posições da análise em RS3, a menos da coordenada em z.

Apresentam-se nas Fig. 54 e Fig. 55 as trajetórias de tensões nos pontos da proximidade do coroamento em regime elástico e plástico dos materiais, respetivamente. As Fig. 56 e Fig. 57 mostram as trajetórias de tensões em regime elástico e plástico, mas desta feita para os pontos situados nos hasteais, e por último as Fig. 58 e Fig. 59 representam a mesma análise relativamente aos pontos da soleira.

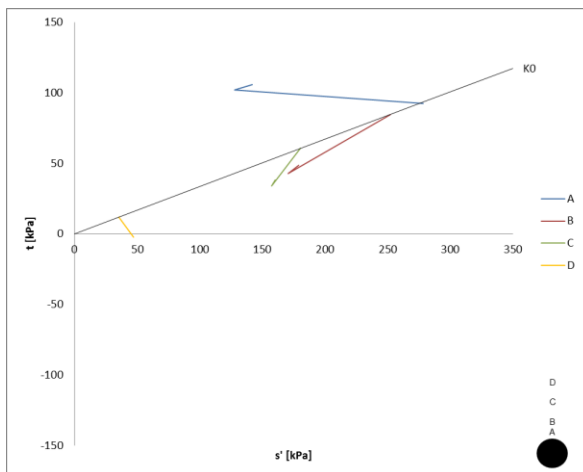


Fig. 54 – Trajetórias em regime elástico - Coroamento

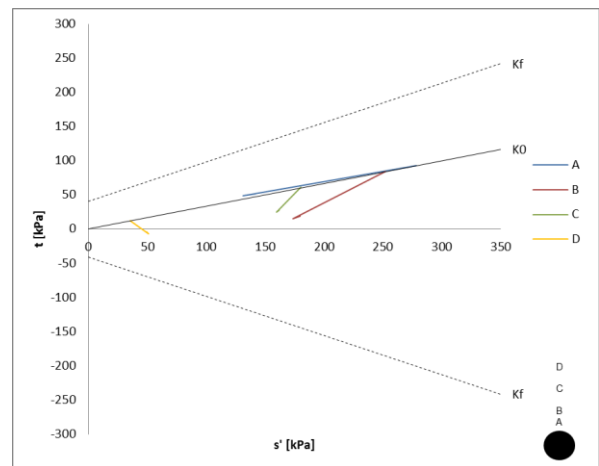


Fig. 55 – Trajetórias em regime plástico - Coroamento

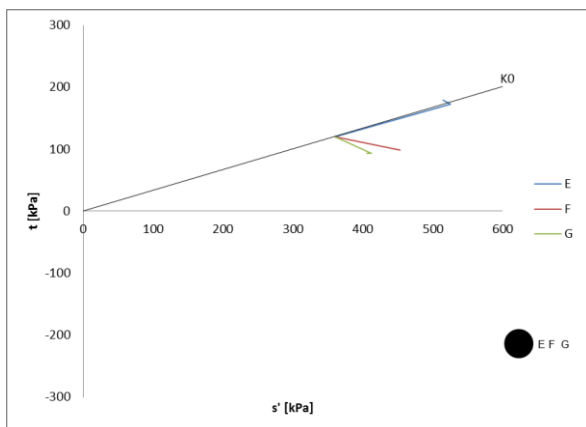


Fig. 56 – Trajetórias em regime elástico - Hasteais

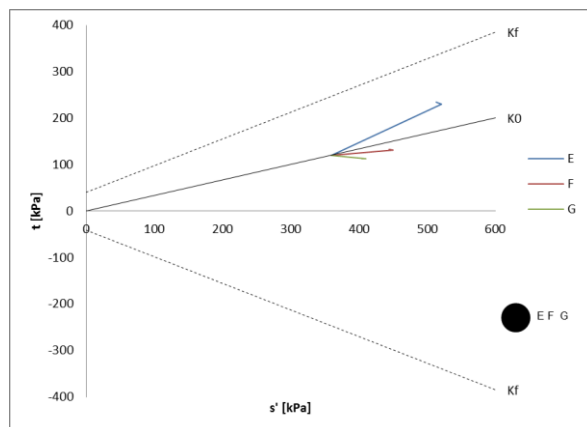


Fig. 57 - Trajetórias em regime plástico - Hasteais

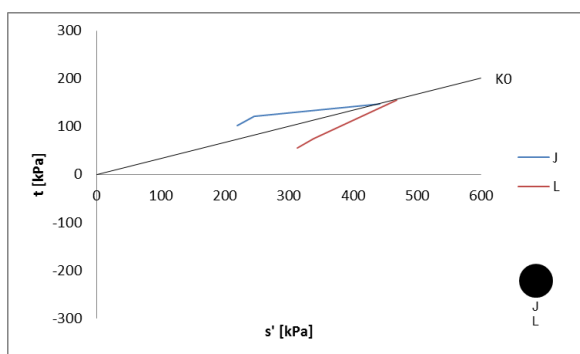


Fig. 58 – Trajetórias em regime elástico - Soleira

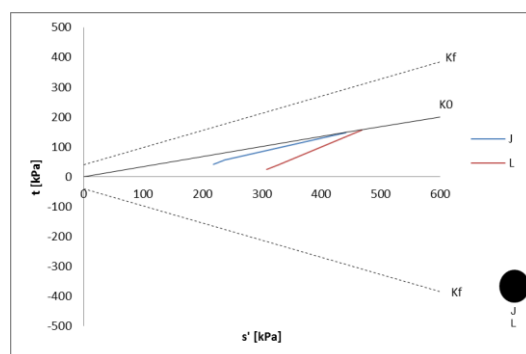


Fig. 59 – Trajetórias em regime plástico - Soleira

As trajetórias de tensões neste modelo bidimensional base apresentam apenas dois segmentos correspondentes às duas fases de construção. A fase de escavação faz com que, no geral, a trajetória se aproxime da envolvente de rotura, no entanto, nenhuma das trajetórias chega a atingi-la. Quando se aplica o suporte há a tendência para a inversão do sentido das trajetórias. Logicamente, os pontos mais próximos do contorno, diga-se A, E e J exibem trajetórias de tensões com percurso mais rápido e longo, aproximando-se da linha K_f , já que são os pontos mais desfavoráveis no que diz respeito ao desconfinamento total da secção.

4.3.3.2. Deformações

No que concerne ao estudo das deformações com recurso à análise bidimensional sabe-se que o programa tem restrições no que se trata de deformações na direção longitudinal, no entanto, é possível obter as deformações no plano, de forma relativamente fiável ao longo das várias fases. Interessa nesta análise o registo de deformações verticais (Fig. 60) e horizontais (Fig. 61) à superfície na última fase, bem como deslocamentos radiais no coroamento ao longo de todas as fases construtivas (Fig. 62), para os dois regimes de comportamento do solo elástico e plástico.

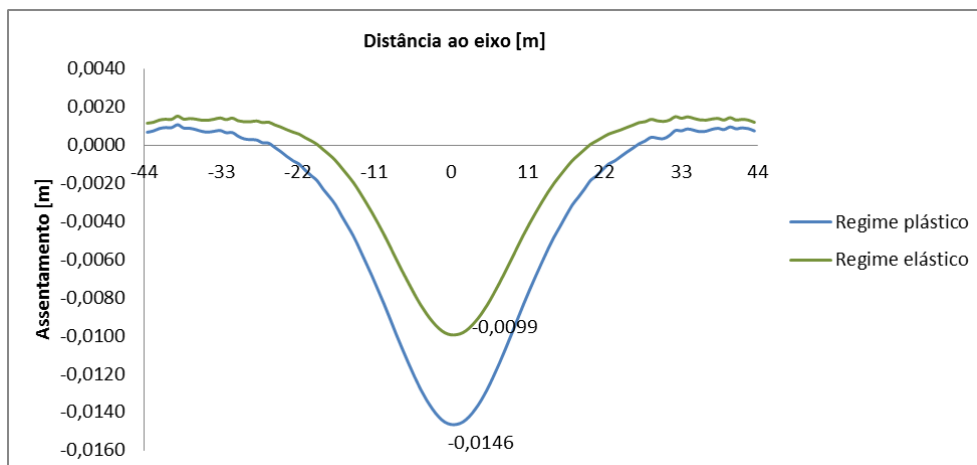


Fig. 60 – Curvas de assentamentos superficiais normalizadas na fase final

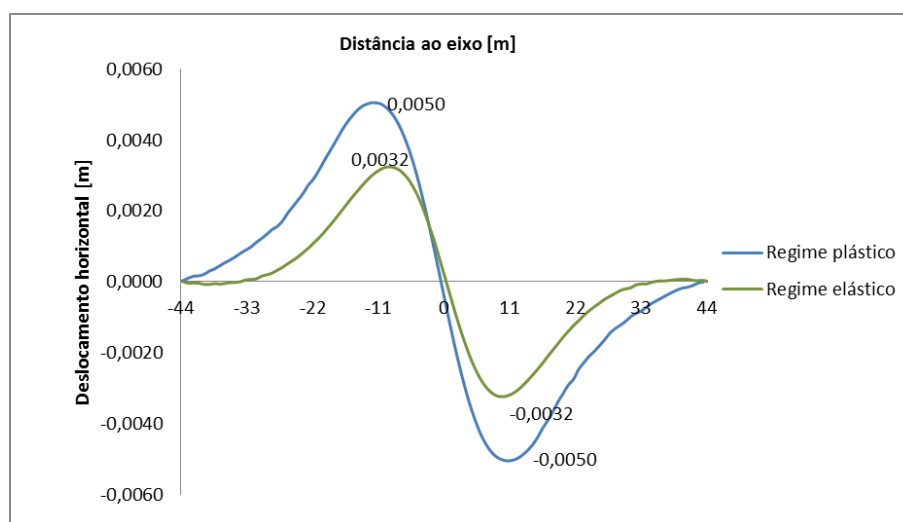


Fig. 61 - Deslocamentos horizontais normalizados à superfície na fase final

Das curvas de assentamentos superficiais na fase final extrai-se que os valores máximos são os obtidos para os regimes plástico e elástico como já se previa, uma vez que a calibração de fatores de alívio foi feita tendo como base estes resultados provenientes de RS3. Note-se que existe à superfície deslocamentos verticais de sinal positivo, correspondentes ao empolamento que aí também se faz sentir. Este empolamento resulta da escavação, que ao se traduzir num alívio de tensões implica um aumento de volume.

As curvas correspondentes aos deslocamentos horizontais sentidos na fase final também apresentam proximidade de valores nos dois regimes de comportamento, no entanto, em regime plástico este deslocamento é superior cerca de 2 mm. Os máximos deslocamentos horizontais ocorrem para uma distância ao eixo do túnel aproximadamente de 10 m, distância coincidente com a localização do ponto de inflexão dos deslocamentos verticais.

No que diz respeito aos deslocamentos radiais no ponto representativo do coroamento do túnel, obteve-se resultados correspondentes à fase de escavação em secção plena e a fase de colocação do suporte como mostra a figura seguinte.



Fig. 62 – Evolução de deslocamentos radiais no coroamento

Comparando os resultados conforme o comportamento elástico e plástico as diferenças são pouco significativas na ordem de 1 cm na fase final de cálculo.

Mostrados os valores de deslocamentos em diferentes pontos e fases, importa agora ilustrar o sentido dos vetores deslocamento no que diz respeito à convergência, bem como a deformada da secção transversal do túnel na fase de escavação na fase final do cálculo (Fig. 63). Como exemplo ilustrativo, é usado o modelo de cálculo em regime elástico dos materiais e a configuração de deslocamentos totais.

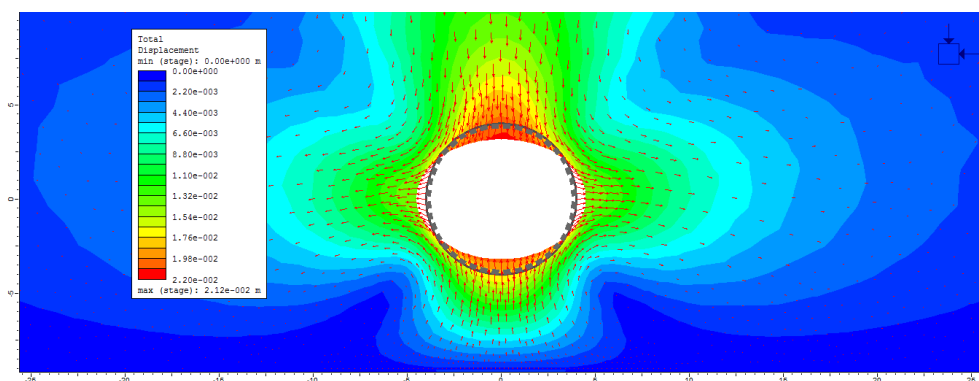


Fig. 63 - Pormenor dos vetores deslocamento e deformada da secção transversal do túnel na fase final em regime elástico dos materiais (valores em m)

No pormenor da Fig. 63 vê-se claramente a deformação depois da colocação do suporte aproximadamente oval, sendo que na zona dos hasteais há tendência ao deslocamento para fora da cavidade e, no coroamento e soleira, o movimento digire-se para o interior da escavação.

4.3.3.3. Esforços no suporte

Em consonância com a modelação tridimensional, também em modelação bidimensional se efetua a análise dos esforços axiais e momentos fletores em função do ângulo θ que varia entre 0° e 180° como mostram as Fig. 64 e Fig. 65.

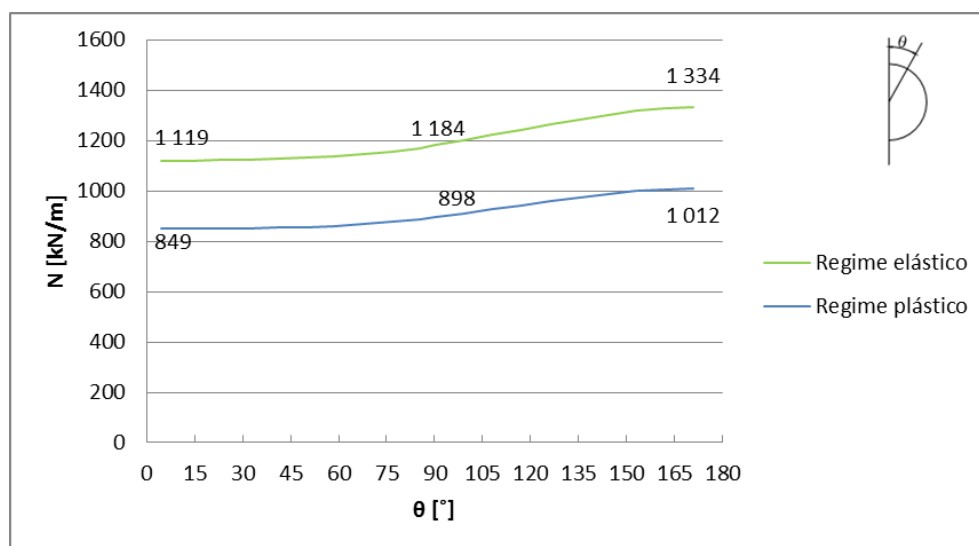


Fig. 64 – Esforços axiais no suporte

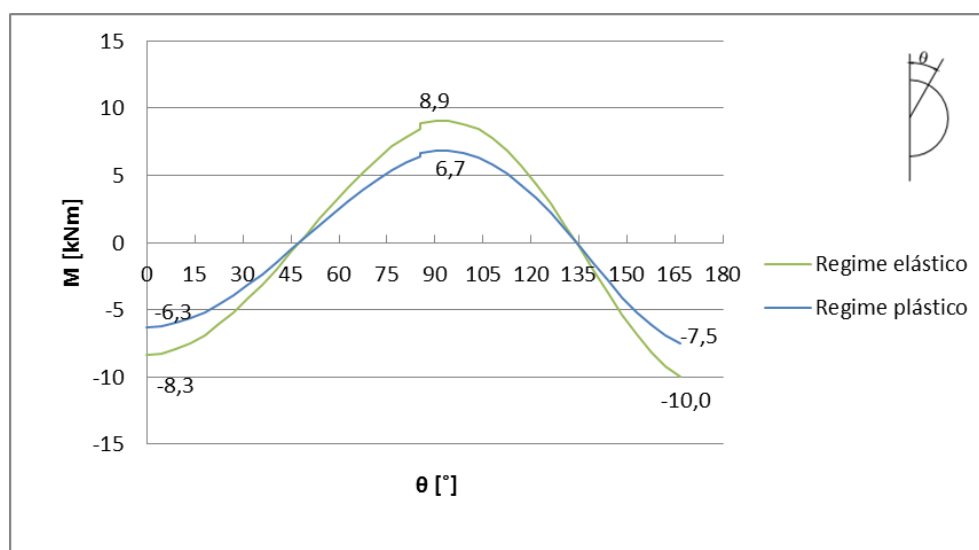


Fig. 65 – Momentos fletores no suporte

Os esforços axiais máximos que se obtêm no suporte em regime de comportamento elástico e plástico do solo apresentam alguma diferença de valores, contatando-se que o suporte se encontra mais

comprimido na zona da soleira. Os esforços axiais para o cálculo em regime plástico são em geral menores que para o regime elástico.

No caso dos momentos fletores os diagramas de regime elástico e plástico são quase coincidentes, sendo o máximo negativo observado na soleira e o máximo positivo na proximidade dos hasteais, tendo, na generalidade os momentos fletores reduzida expressão.

4.4. COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DO CÁLCULO 3D VS 2D

Na comparação de resultados obtidos pelo cálculo tridimensional e bidimensional deste modelo base apenas é considerado o regime plástico dos materiais que constituem o maciço, uma vez que nos dois tipos de modelação corresponde aos resultados condicionantes e, como já foi referido, quase só faz sentido esta análise no contexto de obras geotécnicas.

4.4.1. TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

O estudo comparativo de trajetórias de tensões incide essencialmente no ponto mais próximo do coroamento, designado por A anteriormente. A Fig. 66 mostra a sobreposição de trajetórias dadas pelos programas *RS3* e *Phase*. Note-se que, das duas trajetórias possíveis em 3D, tensão horizontal segundo x e z, apenas é representada a que corresponde à direção x em concordância com a formulação em 2D.

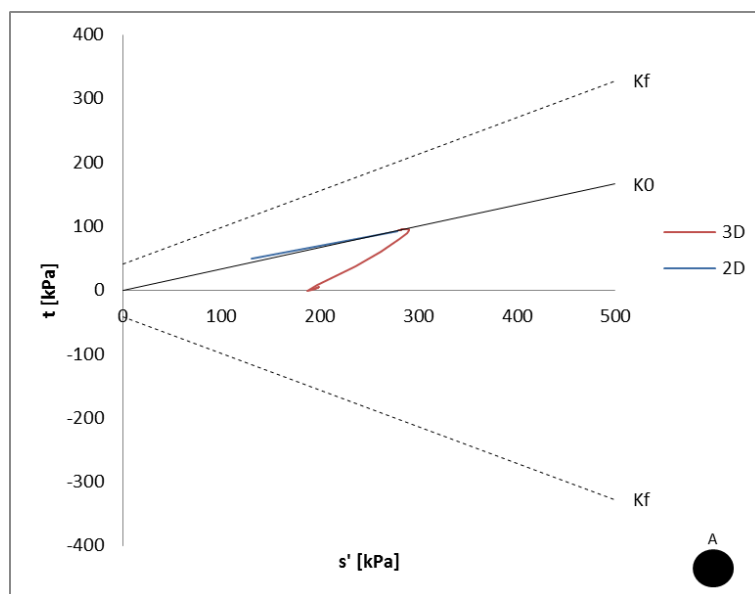


Fig. 66 – Trajetórias de tensões – 3D vs 2D

As trajetórias de tensões resultantes de ambas as modelações partem da linha K_0 e não chegam a atingir a envolvente de rotura. Convém lembrar que as duas trajetórias são provenientes de modelos diferentes, uma retrata um conjunto de cinquenta fases de construção, aproximando-se de uma situação real e outra apresenta uma simplificação da anterior em apenas duas fases. Dado que a trajetória de tensões corresponde ao estado de tensão no ponto A na proximidade do coroamento, nota-

se nos dois cálculos que a tendência é para a diminuição da tensão média ao longo da construção do túnel.

De facto, a trajetória de tensões dada pelo cálculo tridimensional apresenta a vantagem de simular todas as fases reais de escavação e principalmente de incorporar o efeito de arco na direção longitudinal.

4.4.2. DEFORMAÇÕES

As deformações que importa comparar são as que correspondem aos assentamentos superficiais (Fig. 67), deslocamentos horizontais à superfície (Fig. 68) e deslocamentos radiais no coroamento do túnel (Fig. 69).

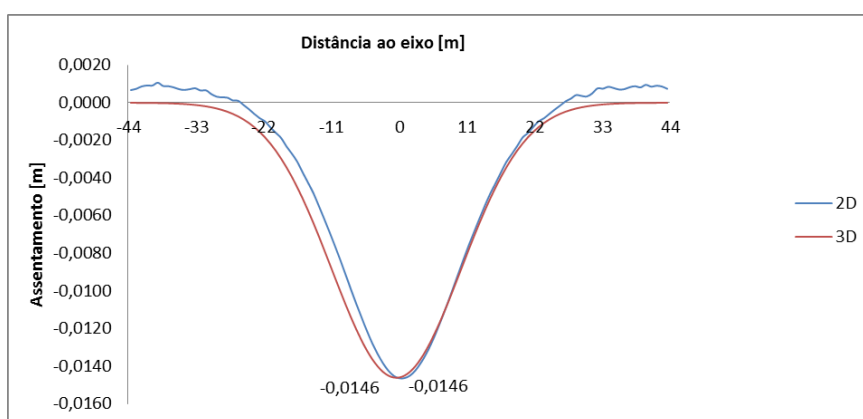


Fig. 67 – Assentamentos superficiais – 3D vs 2D

Lembra-se que o fator de alívio (*load split*) escolhido para o modelo em *Phase 2*, foi calibrado por tentativas tendo como base os resultados da curva de assentamentos em *RS3*, especificamente impondo o valor máximo. Comparando as duas curvas, pode observar-se que as curvas obtidas em 3D e 2D quase que coincidem na sua totalidade, destacando-se uma zona de empolamento à superfície, apenas existente no cálculo bidimensional e o facto de a bacia no cálculo 3D ser um pouco mais larga que a bacia do cálculo 2D.

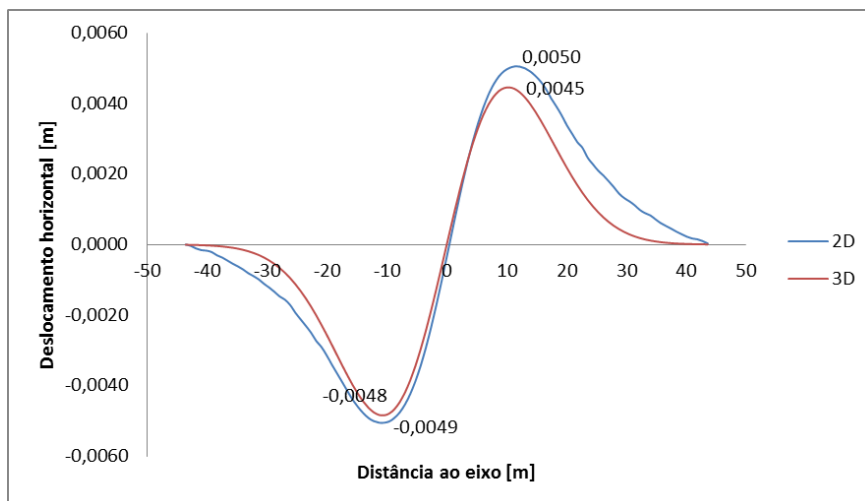


Fig. 68 – Deslocamentos horizontais – 3D vs 2D

Os resultados para os deslocamentos horizontais na superfície apresentam-se também muito próximos, com uma discrepância inferior a 1 mm.

Relativamente ao deslocamento radial no coroamento, a comparação não pode ser feita com sobreposição de resultados. O que acontece é que em 3D consegue-se obter valores de deslocamento vertical ao longo da linha que atravessa o coroamento do túnel, já em 2D apenas se sabe o deslocamento vertical no ponto do coroamento em duas fases diferentes de construção. Visto isto, representa-se na Fig. 69 a evolução do deslocamento vertical no ponto do coroamento nas três fases de cálculo em *Phase 2*. O objetivo é comparar os valores do deslocamento vertical no coroamento na fase final de ambos os cálculos.

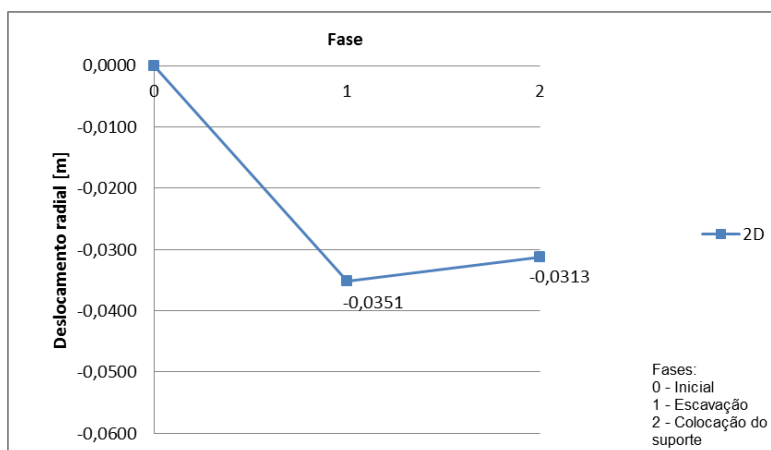


Fig. 69 – Deslocamentos radiais – coroamento - 2D

Relembra-se que tridimensionalmente a tendência para o deslocamento vertical no coroamento estabilizado apontava para um valor médio de 3,17 cm, obtido pela aproximação linear do gráfico. Já no caso bidimensional chegou-se a um valor relativamente próximo, de 3,13 cm na fase final.

4.4.3. ESFORÇOS NO SUPORTE

Os resultados de esforços axiais e momentos fletores mobilizados no suporte resultantes do cálculo bidimensional e tridimensional encontram-se sobrepostos na Fig. 70 e Fig. 71, respetivamente. Relativamente aos valores dos máximos esforços constam do Quadro 2 e do Quadro 3, onde interessa também saber para que ângulo θ se verifica esses máximos, tendo em atenção a convenção do sentido de abertura do ângulo ao longo do contorno do túnel.

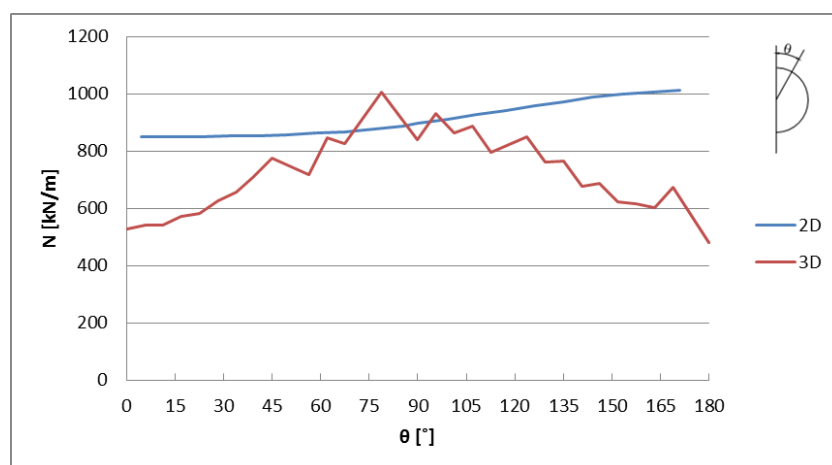


Fig. 70 – Esforços axiais mobilizados no suporte – 3D vs 2D

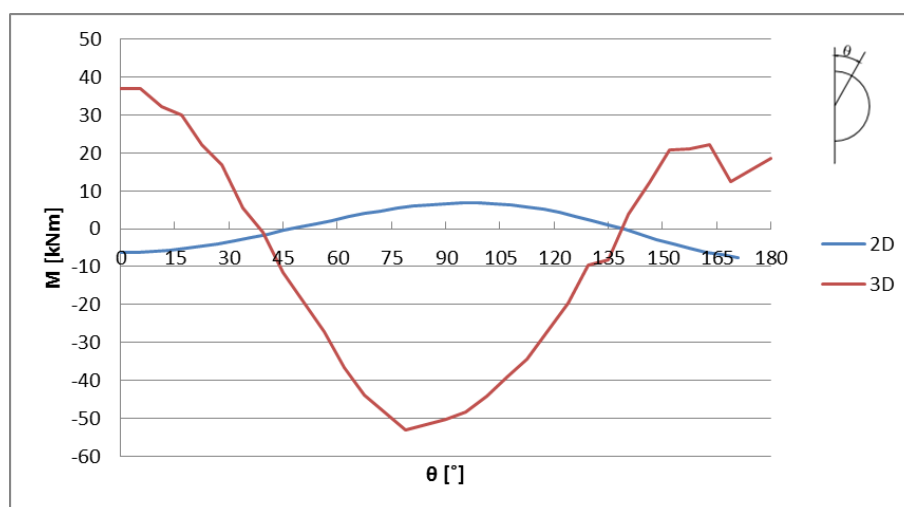


Fig. 71 – Momentos fletores mobilizados no suporte – 3D vs 2D

Quadro 2 – Esforços axiais no suporte - 3D vs 2D

	N_{\max} [kN/m]	θ [°]
2D	1012	176
3D	1024	84

Quadro 3 – Momentos fletores no suporte – 3D vs 2D

	M_{\max}^- [kN.m]	θ [°]	M_{\max}^+ [kN.m]	θ [°]
2D	-7,9	176	6,7	90
3D	-53	79	37	0

O resultado dos esforços axiais mostra algumas diferenças de valores entre a análise bidimensional e tridimensional, sendo que em 2D o máximo ocorre na zona da soleira e em 3D ocorre nos hasteais. No entanto, os valores máximos de ambos os cálculos são próximos com se comprova pelo Quadro 2.

No cálculo bidimensional os momentos fletores não apresentam grande variação ao longo do contorno do túnel tomando valores que vão, grosso modo, de -8 a 7 kN.m. Já no cálculo tridimensional a tendência é para valores superiores, variando de -50 a 40 kN.m.

5

ESTUDO PARAMÉTRICO 3D

No capítulo anterior foi apresentado e analisado o comportamento de um túnel superficial que serve de modelo base ao estudo paramétrico que se segue, recorrendo à modelação no programa RS3. Pretende-se com este estudo fazer uma breve comparação dos efeitos resultantes da variação de parâmetros fundamentais de índole geotécnica que determinam e controlam o comportamento global da escavação. Os parâmetros de natureza geotécnica alvo de alteração relacionam-se com a resistência do material, diga-se o ângulo de atrito e a coesão; a deformabilidade em fase elástica conferida pelo módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson (que não será alvo de variação neste capítulo); e deformabilidade em fase plástica controlada pelo ângulo de dilatação. O estado de tensão inicial também sofrerá alterações a fim de se perceber qual a interferência do coeficiente de impulso em repouso no desempenho do solo perante a escavação.

Para além da parametrização com base nas propriedades do terreno, faz-se uma breve análise da alteração do processo construtivo do túnel superficial no que diz respeito ao avanço de escavação, uma vez que se perspetiva modificações na redistribuição de tensões e, consequentemente, nas deformações e esforços no suporte que daí advêm.

Como já foi referido, este capítulo centra-se no cálculo tridimensional de vários modelos, no entanto paralelamente, efetua-se o cálculo em *Phase 2* admitindo o mesmo fator de alívio do capítulo anterior, que convém lembrar, foram calibrados em função do valor máximo do assentamento à superfície do modelo base 1:

- $\lambda_1 = -0,553$ na fase de escavação.

O principal objetivo nesta fase é recolher o resultado do assentamento máximo superficial ($s_{v,max}$), deslocamento radial no coroamento ($s_{r,max}$) e esforço axial máximo mobilizado no suporte (N_{max}) para a mesma variação paramétrica e avaliar o erro relativamente à modelação 3D.

Percebidas as principais diferenças entre a análise elástica e plástica, nesta fase o cálculo é efetuado para regime de comportamento plástico dos materiais que compõem o maciço.

5.1. ALTERAÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO INICIAL

5.1.1. COEFICIENTE DE IMPULSO EM REPOUSO

A avaliação da interferência do coeficiente de impulso em repouso, K_0 , é fundamental, pois determina a redistribuição das tensões que acontece na vizinhança da abertura no solo e, consequentemente, as

deformações a ela associadas. Como já foi referido, a variação deste coeficiente define o aparecimento mais rápido ou mais lento das zonas de cedência e a sua evolução até à superfície.

Lembra-se que no modelo base do capítulo anterior K_0 assumia o valor de 0,5. Nos modelos de cálculo seguintes todas as características do solo são mantidas, à exceção de K_0 que toma valores de 0,4 e 1,0 (Quadro 4), procurando-se adotar um coeficiente de impulso inferior e um outro superior. Neste estudo considera-se um coeficiente de valor unitário, correspondente a um estado de tensão hidroestático (claramente superior aos conhecidos no solo residual do granito), e por outro lado, um modelo com o valor 0,4 para o coeficiente de impulso, onde se procura reduzir o valor inicial, mas não excessivamente, para não colocar o solo muito próximo da cedência logo na fase de geração do estado de tensão inicial. Dos resultados consta a curva de assentamentos superficiais na secção média do cálculo tridimensional ($z=24$ m) para a fase final (Fig. 72), deslocamento radial ao longo do coroamento do túnel função da distância à frente (Fig. 73) e esforços mobilizados no suporte (Fig. 74 e Fig. 75).

Quadro 4 – Modelos de alteração do coeficiente de impulso em repouso

Modelo	K_0
1	0,5
2	0,4
3	1,0

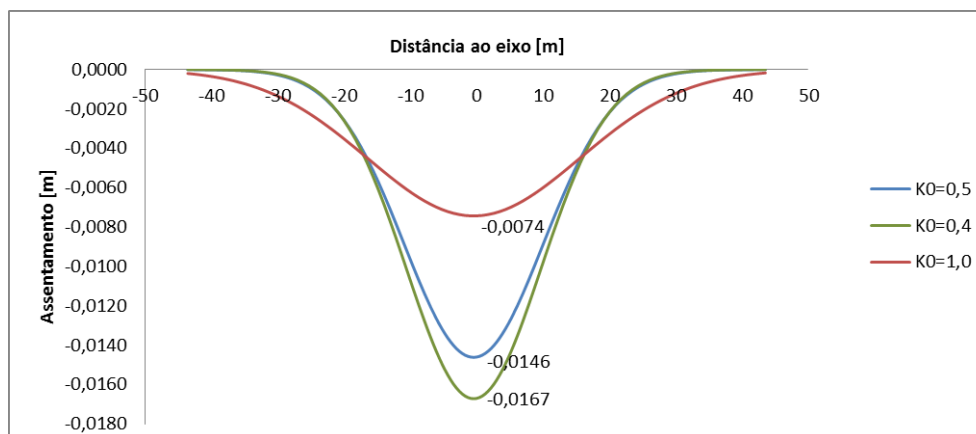


Fig. 72 – Efeitos da alteração de K_0 nos assentamentos superficiais. Fase final

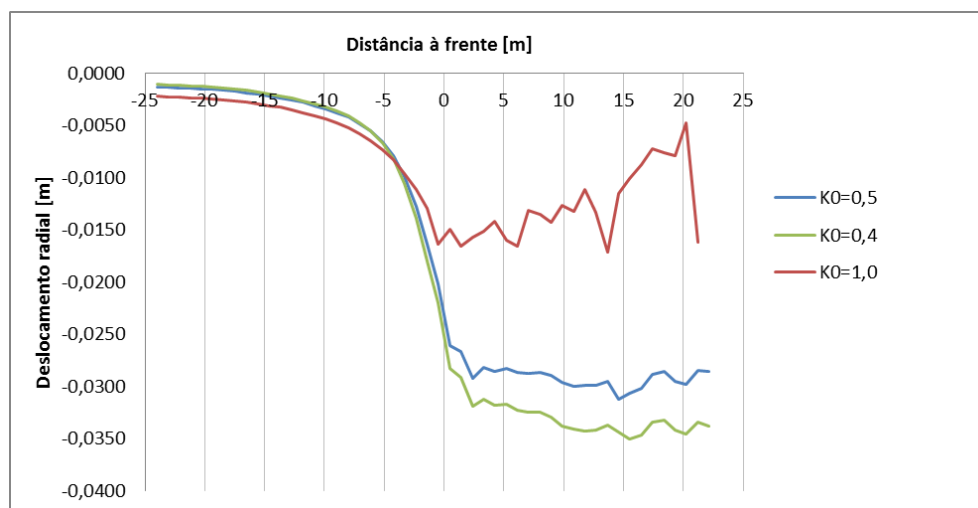


Fig. 73 – Efeitos da alteração de K_0 nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

Na observação das curvas de assentamentos à superfície é evidente que quanto maior o coeficiente de impulso em repouso, menor o deslocamento máximo vertical e também há diminuição significativa do gradiente máximo da curva. Perspectiva-se que a forma alargada da curva quando K_0 é igual a 1 resulta num aumento da faixa de terreno afetada pela escavação. Os valores mais baixos de K_0 implicam a evolução das zonas de cedência mais rapidamente e em direção à superfície, o que explica o elevado gradiente das curvas dos modelos em que $K_0 = 0,4$ e $K_0 = 0,5$.

Da mesma forma que os deslocamentos na superfície são muito afetados pela variação do coeficiente de impulso em repouso, também os deslocamentos radiais no coroamento do túnel sofrem alterações significativas. Na Fig. 73 observa-se que à medida que diminui o K_0 , aumenta o deslocamento vertical máximo no coroamento. Quando K_0 assume o valor unitário, o máximo ocorre na passagem pela frente de escavação, assumindo alguma estabilidade apenas a uma distância de aproximadamente 6 m da frente, verificando-se alguma instabilidade de resultados devido a oscilações numéricas a partir dessa secção.

Os esforços axiais e momentos fletores no suporte também padecem da alteração do K_0 , e como se pode verificar nas Fig. 74 e Fig. 75, quando maior o seu valor, menor os esforços associados. O que acontece é que o efeito do alívio de tensões no contorno depende diretamente do coeficiente de impulso em repouso e, portanto, quando este aumenta, a tensão horizontal tende a igualar a tensão vertical, interferindo na diminuição da componente distorcional do estado de tensão. Quando K_0 toma o valor unitário, o esforço axial tende a ser constante ao longo do contorno com uma ligeira subida na zona da soleira e os momentos fletores assumem valores baixos, rondando até o momento nulo. Já quando K_0 toma valores mais baixos, a tendência é o aumento de esforços no suporte ao longo do contorno.

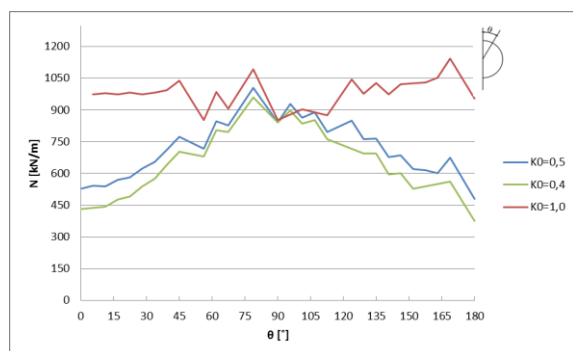


Fig. 74 - Efeitos da alteração de K_0 nos esforços axiais no suporte. Fase final

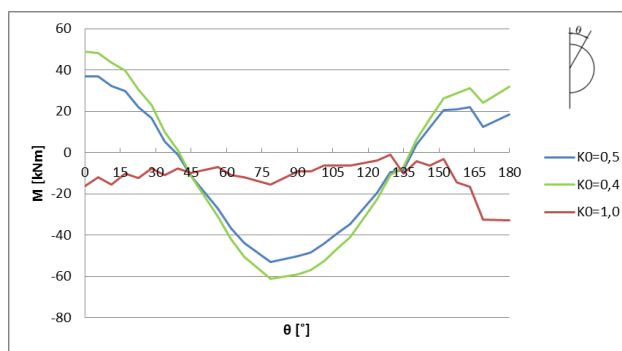


Fig. 75 - Efeitos da alteração de K_0 nos momentos fletores no suporte. Fase final

Nos quadros que se seguem (Quadro 5, Quadro 6 e Quadro 7) apresentam-se os erros relativos dos resultados de cálculo em *Phase 2* e *RS3* para a variação do coeficiente de impulso em repouso. De facto, constata-se que:

- A variação de K_0 para o valor unitário mostra maior erro nos resultados de deformações entre a modelação em 2D e 3D;
- O assentamento superficial apresenta menor erro percentual nos dois primeiros modelos pois, o modelo 1 serviu de calibração do fator de alívio e o modelo 2 tem características semelhantes ao anterior;
- Os esforços axiais máximos exibem um erro na ordem dos 25% no que respeita aos resultados obtidos nos dois programas.

Quadro 5 – Alterações de K_0 , assentamento máximo superficial em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	K_0	$s_{v,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	0,5	-0,0146	-0,0146	0
2	0,4	-0,0200	-0,0167	2
3	1	-0,0103	-0,0074	39

Quadro 6 – Alterações de K_0 , deslocamento radial no coroamento em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	K_0	$s_{r,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	0,5	-0,0313	-0,0317	1
2	0,4	-0,0436	-0,0338	29
3	1	-0,0252	-0,0125	102

Quadro 7 - Alterações de K_0 , esforço axial máximo em Phase 2 e respetivo erro relativamente a RS3.

Modelo	K_0	$N_{max}^{Phase\ 2.0}$ [kN/m]	N_{max}^{RS3} [kN/m]	Erro [%]
1	0,5	1012	1004	1
2	0,4	717	960	25
3	1	904	1145	21

5.2. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FASE PLÁSTICA

5.2.1 ÂNGULO DE DILATÂNCIA

No modelo de referência considera-se o ângulo de dilatância correspondente a um terço do valor do ângulo de atrito. No entanto, sabe-se segundo modelos simplificados de Rowe (1963) e Bolton (1986), que este parâmetro ψ' , pode assumir o valor nulo, quando $\phi' = \phi'_{cv}$, ou o valor ϕ' . Visto isto, o Quadro 8 indica as modificações relativamente ao modelo base 1, assim como os resultados obtidos para deslocamentos se mostram nas Fig. 76 e Fig. 77 e os esforços mobilizados no suporte nas Fig. 78 e Fig. 79.

Quadro 8 – Modelos de alteração do ângulo de dilatância

Modelo	ψ' [°]
1	11,67
4	0
5	35

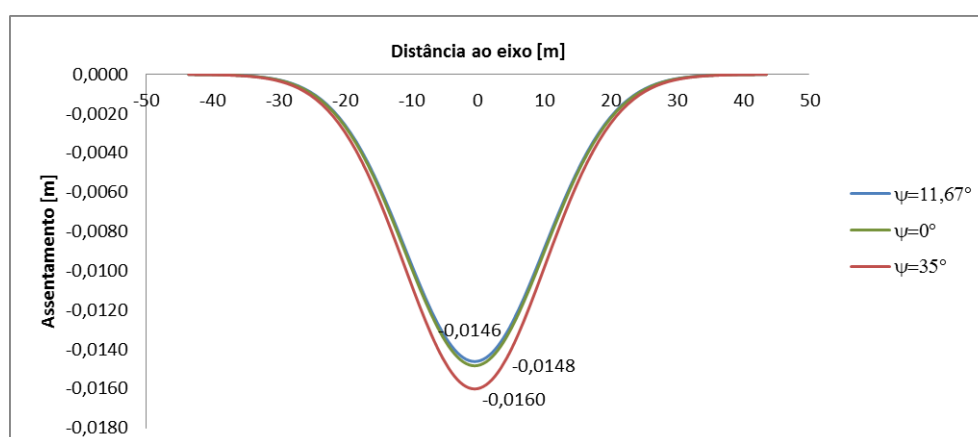


Fig. 76 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos assentamentos superficiais. Fase final

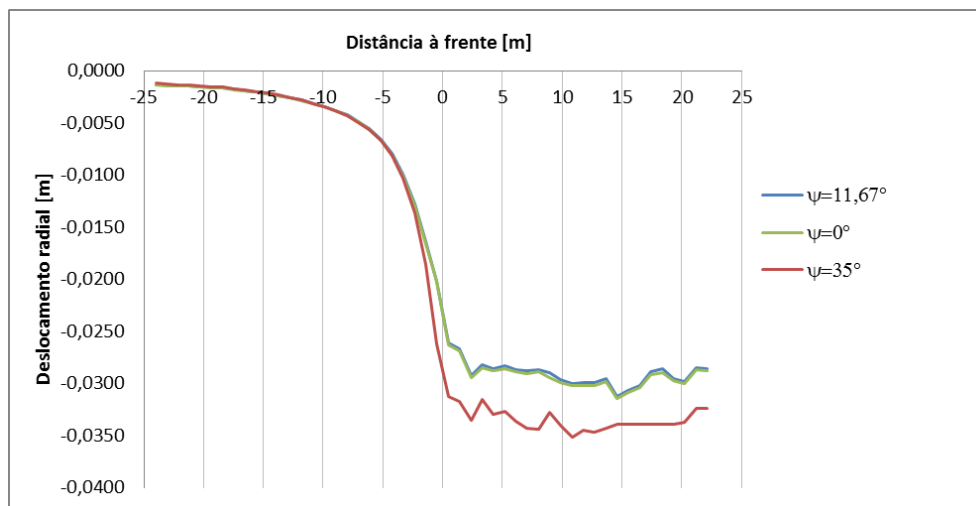


Fig. 77 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

Atendendo às curvas de assentamentos superficiais (Fig. 76) observa-se que o aumento do ângulo de dilatância para um valor igual ao ângulo de atrito, implica um acréscimo de cerca de 1 mm no assentamento máximo. Relativamente aos deslocamentos radiais ao longo do coroamento (Fig. 77) vê-se que, aproximadamente a 2 m da frente, a curva de $\psi' = 35^\circ$ cresce mais rapidamente atingindo um valor superior de deslocamento vertical no coroamento.

No que se refere à comparação dos modelos onde $\psi' = 11,67^\circ$ e $\psi' = 0^\circ$, nota-se que as curvas, quer de assentamentos superficiais, quer de deslocamentos radiais no coroamento, são praticamente coincidentes.

No que concerne ao resultado dos esforços no suporte, constata-se pela Fig. 78, que o ângulo de dilatância igual ao ângulo de atrito gera uma diferença menor entre o esforço axial no coroamento e hasteais, tornando a curva no geral mais suave. Os modelos em que $\psi' = 35^\circ$ e $\psi' = 0^\circ$ mostram alguma discrepância (não muito significativa) de esforços axiais apenas na parte do suporte desde os hasteais até à soleira.

Na Fig. 79 observa-se que os momentos fletores máximos, quer positivos, quer negativos, sofrem um pequeno decréscimo no modelo de $\psi' = 35^\circ$.

Conclui-se que no dimensionamento do suporte, considerando a análise pelo cálculo tridimensional, o ângulo de dilatância do terreno pode ser considerado, para efeitos de cálculo, como sendo igual a zero, por apresentar resultados mais conservativos.

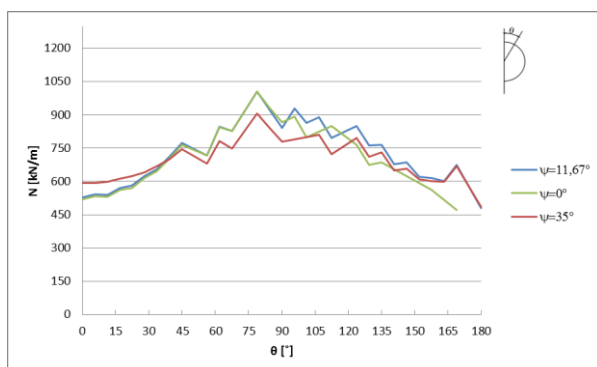


Fig. 78 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos esforços axiais no suporte. Fase final

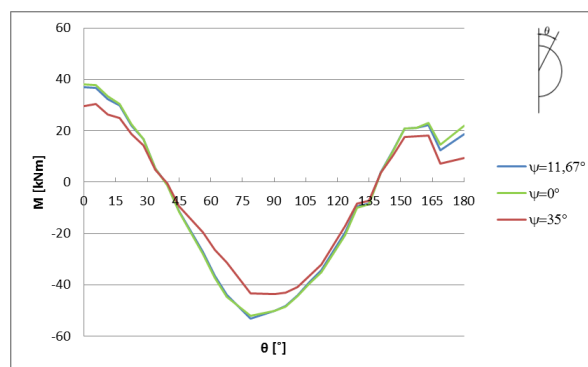


Fig. 79 - Efeitos da alteração do ângulo de dilatância nos momentos fletores no suporte. Fase final

Atendendo aos resultados de assentamentos superficiais, deslocamento vertical no coroamento e esforço axial máximo obtidos com a variação do ângulo de dilatância e procedendo ao mesmo cálculo em *Phase 2*, o Quadro 9, Quadro 10 e Quadro 11 apresentam o erro deste último em relação ao cálculo tridimensional. Comparando resultados verifica-se que:

- O erro associado aos resultados de assentamento superficial e deslocamento radial no coroamento é relativamente baixo em todos os modelos;
- Os esforços axiais máximos em *RS3* e *Phase 2* oferecem entre eles diferenças mais significativas no modelo em que o ângulo de dilatância assume o valor 35°.
- O facto de os esforços máximos no cálculo plano serem muito próximos está associado ao facto de, neste cálculo, as zonas do terreno com cedência serem muito reduzidas, fazendo com que a variação dos parâmetros existentes tenha pouca repercussão nos esforços.

Quadro 9 - Alterações de ψ' , assentamento máximo superficial em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	$\psi' [^\circ]$	$s_{v,max}^{Phase\ 2.0} [m]$	$s_{v,max}^{RS3} [m]$	Erro [%]
1	11,67	-0,0146	-0,0146	0
4	0	-0,0146	-0,0148	1
5	35	-0,0146	-0,0160	9

Quadro 10 - Alterações de ψ' , deslocamento radial no coroamento em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	$\psi' [^\circ]$	$s_{r,max}^{Phase\ 2.0} [m]$	$s_{r,max}^{RS3} [m]$	Erro [%]
1	11,67	-0,0313	-0,0317	1
4	0	-0,0313	-0,0295	6
5	35	-0,0313	-0,0337	7

Quadro 11 - Alterações de ψ' , esforço axial máximo em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	ψ' [°]	$N_{max}^{Phase\ 2.0}$ [kN/m]	N_{max}^{RS3} [kN/m]	Erro [%]
1	11,67	1012	1004	1
4	0	1012	1005	1
5	35	1012	906	12

5.3. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

5.3.1. ÂNGULO DE ATRITO

Tratando-se de uma escavação em solo residual e, atendendo à variabilidade natural dos parâmetros de resistência ao corte, o ângulo de atrito, quer residual, quer de pico, assume importância no contexto desta análise paramétrica. Lembra-se que no modelo base 1 foi admitido que $\phi'_{res} = \phi'_{pico} = 35^\circ$. No entanto, considera-se nos modelos de cálculo seguintes uma variabilidade de 20% no valor de $\tan(\phi'_{res}) = \tan(\phi'_{pico})$, em consonância com a envolvente de Mohr-Coulomb. Visto isto, o Quadro 12 apresenta as alterações ao modelo 1. Os resultados de deslocamentos mostram-se nas Fig. 80 e Fig. 81 e os esforços no suporte nas Fig. 82 e Fig. 83. O Quadro 13 demonstra o erro nos assentamentos verticais à superfície calculados em *Phase 2* relativamente aos obtidos em *RS3*.

Quadro 12 – Modelos de alteração do ângulo de atrito

Modelo	$\tan(\phi'_{res}) = \tan(\phi'_{pico})$	ϕ' [°]
1	0,70	35
6	0,84	40
7	0,56	29

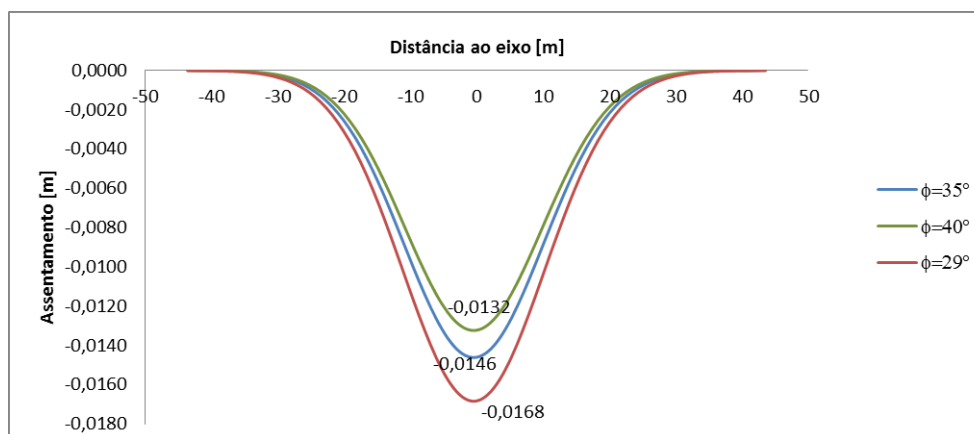


Fig. 80 - Efeitos da alteração de ϕ' nos assentamentos superficiais. Fase final

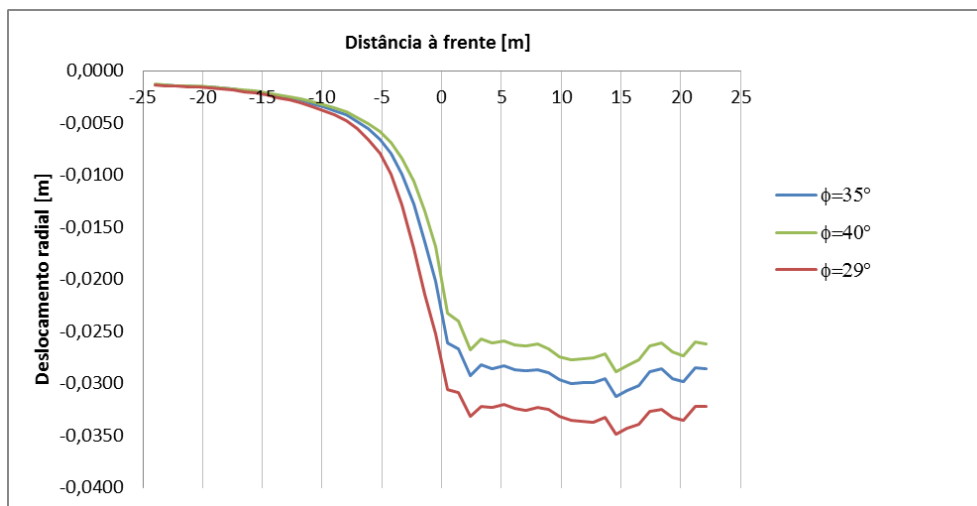


Fig. 81 - Efeitos da alteração de ϕ' nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

Na observação da Fig. 80 constata-se facilmente que um aumento do ângulo de atrito implica a diminuição do assentamento máximo verificado à superfície e, naturalmente, o contrário também acontece. De facto, uma variação de +20% na tangente do ângulo de atrito origina um decréscimo de cerca de 10% no máximo assentamento vertical, mas uma variação de -20% dessa grandeza resulta num acréscimo de 15% nesses deslocamentos.

Em relação aos deslocamentos radiais ao longo do coroamento (Fig. 81), confirma-se que o modelo onde $\phi' = 29^\circ$ apresenta valores superiores na ordem de 20% e o modelo de $\phi' = 40^\circ$ valores inferiores de deslocamentos cerca de 8% relativamente ao modelo base 1 na secção correspondente à frente de escavação. Nota-se que, a uma distância da frente próxima de 5 m os deslocamentos radiais do modelo 7 aumentam numa taxa superior aos outros modelos, chegando à frente de escavação já com um valor superior e, consequentemente, resulta num deslocamento radial ao longo do coroamento estabilizado também superior aos outros modelos.

De certa forma, estes resultados de deformações só vêm confirmar a não linearidade do comportamento do solo e, sobretudo que a variação deste parâmetro de resistência tem importância significativa, pois controla a extensão das zonas de cedência e, consequentemente, as deformações resultantes.

No que se refere aos esforços axiais e momentos fletores mobilizados no suporte, constata-se pela Fig. 82 que os esforço axial nos hasteais diminui quando baixa o ângulo de atrito do solo, o que resulta da menor capacidade resistente do terreno, implicando portanto uma maior necessidade de transferência de carga/esforços para o suporte. No coroamento e soleira a variação do parâmetro ϕ' não tem praticamente influência nos resultados obtidos, o que acontece devido à menor plastificação do terreno nesta zona. Os momentos fletores não apresentam diferenças muito significativas como a alteração do ângulo de atrito, apresentando-se no geral valores baixos de momentos fletores.

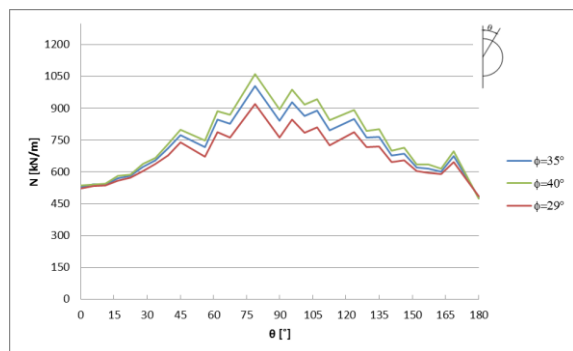


Fig. 82 - Efeitos da alteração de ϕ' nos esforços axiais no suporte. Fase final

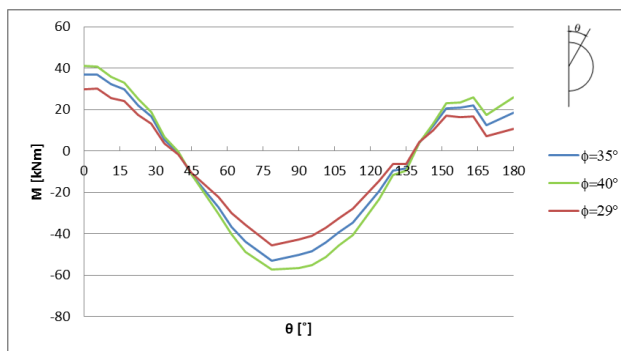


Fig. 83 - Efeitos da alteração de ϕ' nos momentos fletores no suporte. Fase final

Recolhidos os resultados em *RS3* e *Phase 2* de assentamentos superficiais, deslocamento vertical no coroamento e esforço axial máximo obtidos com a variação do ângulo de atrito, o Quadro 13, Quadro 14 e Quadro 15 exibem o erro relativo dos resultados da modelação bidimensional em relação à tridimensional, verificando-se que:

- O erro associado ao assentamento máximo superficial é relativamente pequeno;
- O deslocamento radial no coroamento apresenta maior discrepância de resultados, sendo que para o ângulo de atrito maior corresponde um erro relativo superior;
- Os resultados de esforços axiais no suporte tomam erros em geral iguais aos outros resultados, observando-se particularmente para o ângulo de atrito mais baixo o maior erro.

Quadro 13 - Alterações de ϕ' , assentamento máximo superficial em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	ϕ' [°]	$s_{v,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	35	-0,0146	-0,0146	0
6	40	-0,0146	-0,0132	11
7	29	-0,0146	-0,0168	13

Quadro 14 - Alterações de ϕ' , deslocamento radial no coroamento em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	ϕ' [°]	$s_{r,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	35	-0,0313	-0,0317	1
6	40	-0,0313	-0,0269	16
7	29	-0,0313	-0,0330	5

Quadro 15 - Alterações de ϕ' , esforço axial máximo em Phase 2 e respetivo erro relativamente a RS3.

Modelo	ϕ' [°]	$N_{max}^{Phase\ 2.0}$ [kN/m]	N_{max}^{RS3} [kN/m]	Erro [%]
1	35	1012	1004	1
6	40	1012	1062	5
7	29	1012	920	10

As conclusões anteriores estão relacionadas com o facto de as zonas em cedência, essencialmente controladas pelos parâmetros resistentes, ocorrerem sobretudo no contorno do túnel, percebendo-se, portanto, que aí se concentrem as principais diferenças ao nível dos esforços.

5.3.2. COESÃO

A coesão é, sem dúvida alguma, a característica do terreno que apresenta maior dispersão, assumindo para solos residuais uma gama de valores desde o zero de coesão (tipicamente solos residuais muito alterados, em que a cimentação interpartículas praticamente desapareceu) até um valor elevado (as situações em que a cimentação continua a ter uma componente muito importante). O modelo de referência apresenta coesão efetiva de 50 kPa, efetuando-se agora uma variação para metade e o dobro deste valor (Quadro 16). Refira-se que uma coesão de 50 kPa é um valor que se pode considerar relativamente alto para a generalidade dos solos residuais, tendo-se optado por este valor para evitar plastificações excessivas no modelo base. As Fig. 84 e Fig. 85 apresentam os resultados relativos às deformações decorrentes da escavação e as Fig. 86 e Fig. 87 aos esforços mobilizados no suporte.

Quadro 16 – Modelos da alteração da coesão efetiva

Modelo	c' [kPa]
1	50
8	25
9	100

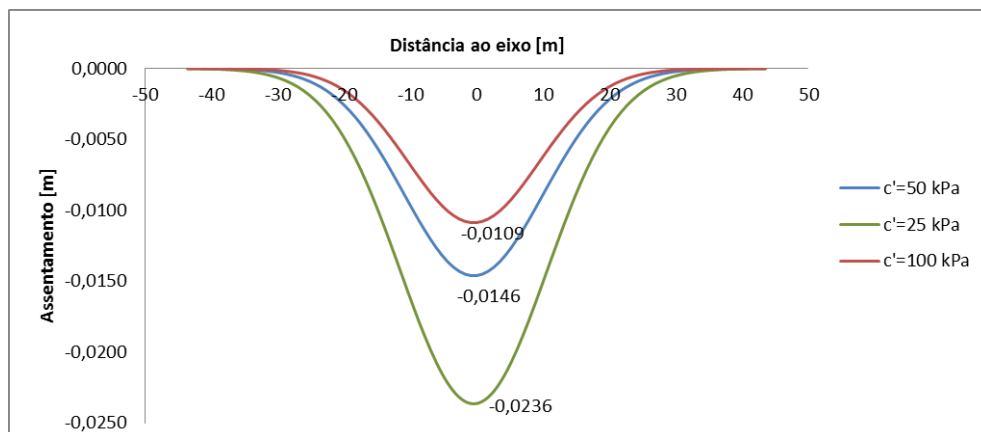


Fig. 84 - Efeitos da alteração de c' nos assentamentos superficiais. Fase final

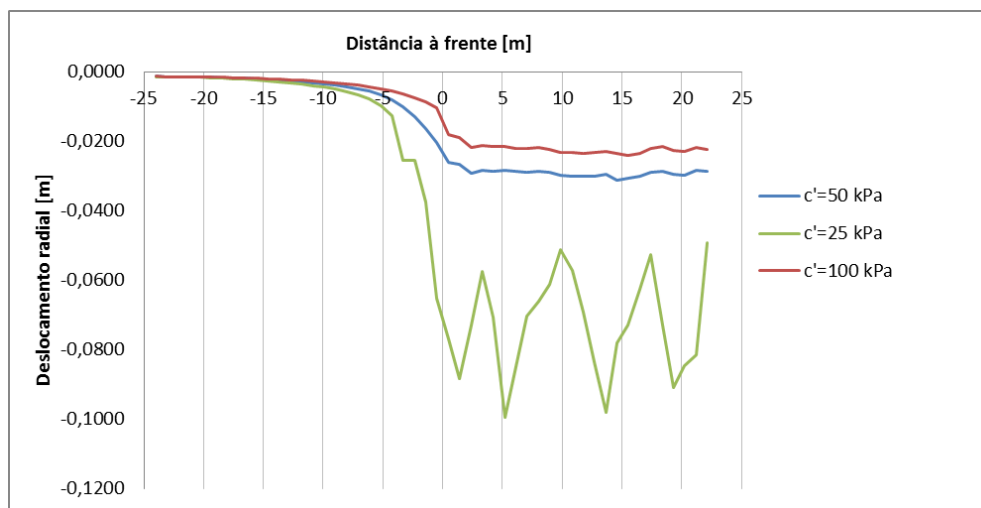


Fig. 85 - Efeitos da alteração de c' nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

No que diz respeito aos assentamentos superficiais constata-se que uma diminuição de 50% da coesão efetiva implica um aumento para aproximadamente o dobro do assentamento máximo. No caso de melhoramento deste parâmetro resistente para o dobro, resulta, naturalmente, em diminuição ligeira do assentamento superficial.

O cenário de deslocamentos radiais no coroamento é mais complexo quando se apresenta alterações no valor da coesão. Como se pode observar pela Fig. 85, o modelo correspondente à coesão de 25 kPa, exibe alguma instabilidade de deslocamentos no coroamento ao longo da distância já suportada. Em média aponta-se para um deslocamento vertical na ordem dos 7 cm, denotando-se, no entanto, variações de 3 cm relativamente a este. Outra constatação importante é o aumento brusco de deslocamentos no coroamento que se faz sentir adiante da frente de escavação relacionado com a baixa resistência do solo e, sobretudo, devido ao efeito de arco. Esta diferença demonstra que, para valores de coesão da ordem dos 25 kPa, a extensão das zonas em cedência é já muito importante, tratando-se essencialmente de um problema de segurança da escavação. Naturalmente, quando a coesão assume um valor superior de 100 kPa, o deslocamento vertical máximo ao longo do coroamento diminui e,

principalmente na secção da frente de escavação a mudança é mais suave, não se perspetivando grande instabilidade da frente.

Relativamente aos esforços mobilizados no suporte, tanto o esforço axial como momentos fletores sofrem diminuição dos seus máximos à medida que diminui a coesão do solo, uma vez que o solo é menos resistente, plastifica na fase de escavação e quando se coloca o suporte já os deslocamentos do terreno se deram, baixando a tensão que nele se exerce.

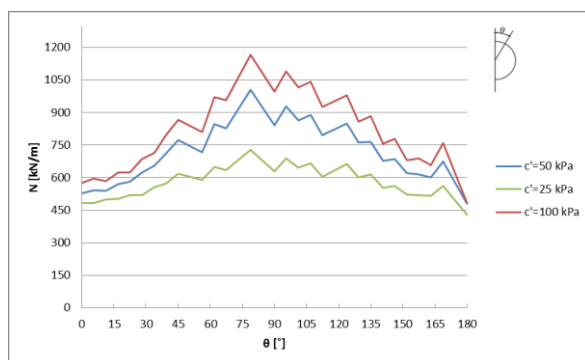


Fig. 86 - Efeitos da alteração de c' nos esforços axiais no suporte. Fase final

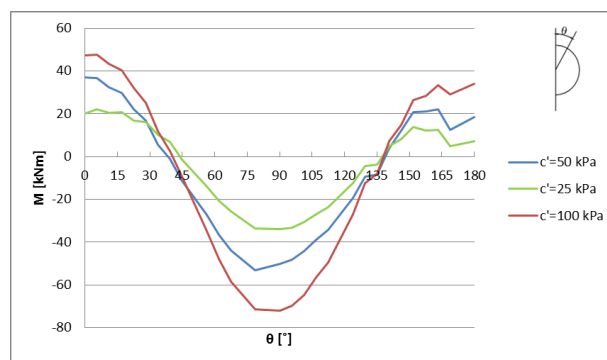


Fig. 87 - Efeitos da alteração de c' nos momentos fletores no suporte. Fase final

Feitos os cálculos em *RS3* e *Phase 2*, apresentam-se os Quadro 17, Quadro 18 e Quadro 19 onde se demonstram os erros percentuais do cálculo em 2D relativamente a 3D de resultados como o assentamento superficial máximo, o deslocamento radial máximo no coroamento e o esforço axial máximo no suporte. Visto isto, denota-se que:

- O assentamento superficial apresenta erro percentual relativo na casa dos 35%;
- O deslocamento radial no coroamento ostenta erros relativamente elevados, na ordem dos 55% nos dois modelos que sofrem alterações;
- O menor erro obtém-se nos resultados de esforços axiais no suporte, sendo que o modelo onde a coesão é mais baixa, o resultado do cálculo em *Phase 2* apresenta uma diferença percentual relativamente a *RS3* de 39%.

Quadro 17 - Alterações de c' , assentamento máximo superficial em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	c' [kPa]	$s_{v,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	50	-0,0146	-0,0146	0
8	25	-0,0146	-0,0236	38
9	100	-0,0146	-0,0109	34

Quadro 18 - Alterações de c' , deslocamento radial no coroamento em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	c' [kPa]	$s_{r,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	50	-0,0313	-0,0317	1
8	25	-0,0313	-0,0721	57
9	100	-0,0313	-0,0224	40

Quadro 19 - Alterações de c' , esforço axial máximo em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	c' [kPa]	$N_{max}^{Phase\ 2.0}$ [kN/m]	N_{max}^{RS3} [kN/m]	Erro [%]
1	50	1012	1004	1
8	25	1012	729	39
9	100	1012	1165	13

5.4. ALTERAÇÃO DOS PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE EM FASE ELÁSTICA

5.4.1. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

O solo residual apresenta uma gama extensa de valores de módulo de deformabilidade, sabendo-se que o seu valor difere em profundidade e conforme a situação de consolidação do solo. No modelo 1 usa-se $E = 50$ MPa, constante ao longo da camada de solo residual e, na análise que se segue, varia-se este parâmetro para metade e para o dobro deste valor (Quadro 20). As Fig. 88 e Fig. 89 apresentam, respetivamente, o resultado da alteração do módulo de deformabilidade nos assentamentos superficiais e nos deslocamentos radiais no coroamento, já as Fig. 90 e Fig. 91 mostram os esforços axiais e momentos fletores mobilizados no suporte.

Quadro 20 – Modelos de alteração do módulo de deformabilidade

Modelo	E [MPa]
1	50
10	25
11	100

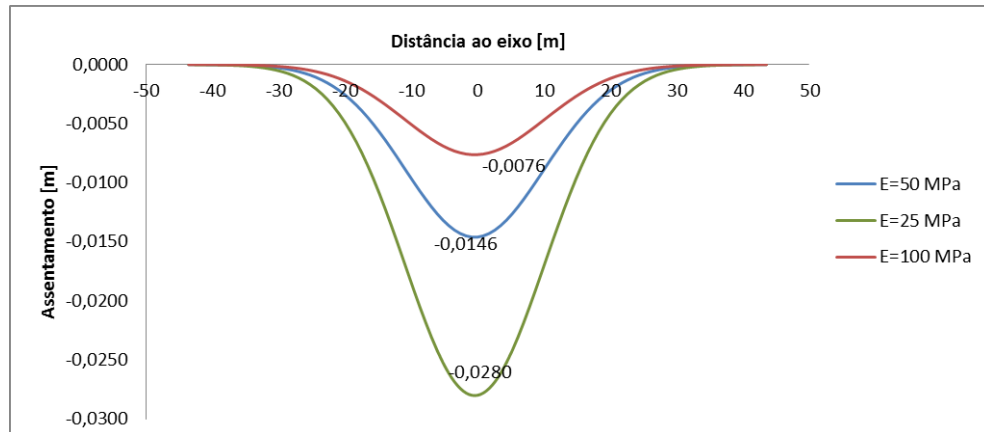


Fig. 88 - Efeitos da alteração de E nos assentamentos superficiais. Fase final

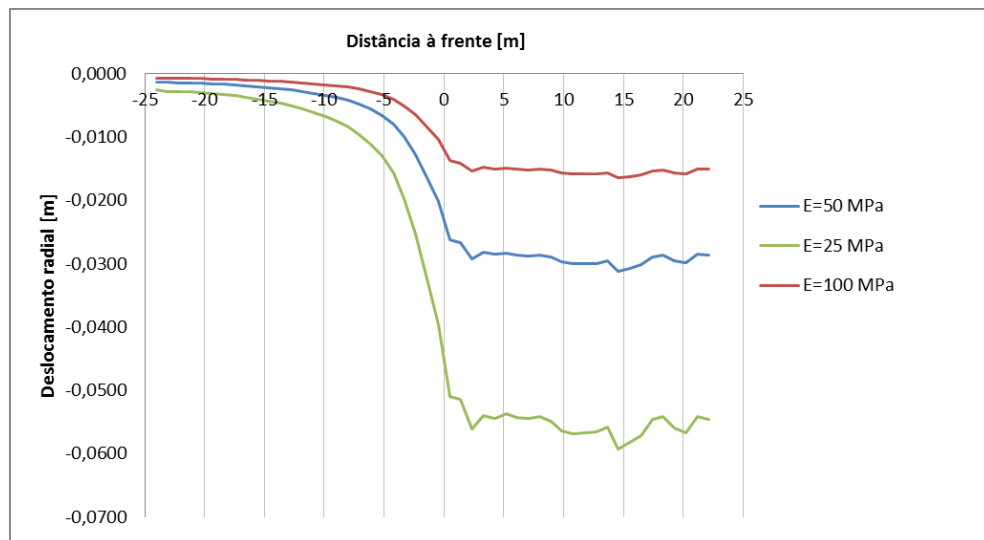


Fig. 89 - Efeitos da alteração de E nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

Como se constata pela Fig. 88, quando se altera para o dobro o valor do módulo de deformabilidade (modelo 11), o assentamento superficial máximo sofre um decréscimo um pouco superior a 50% relativamente ao modelo base 1. Já a variação deste parâmetro para 25 MPa conduz a um aumento do assentamento máximo para aproximadamente o dobro do valor de referência. Relativamente à forma das curvas, mostra-se que, nos três resultados, os pontos de inflexão situam-se quase à mesma distância ao eixo do túnel, indiciando uma variação uniforme das curvas qualquer que seja o módulo de deformabilidade adotado.

No que diz respeito aos deslocamentos radiais ao longo da linha que atravessa o coroamento (Fig. 89), mostra-se que a variação do módulo de deformabilidade para 25 MPa provoca deslocamentos adiante da frente a uma distância mais longa e, na distância já suportada, estabiliza com um deslocamento vertical cerca de o dobro do resultante no modelo de referência. A alteração de E para 100 MPa acarreta um decréscimo do deslocamento radial no coroamento máximo para cerca de metade relativamente ao cálculo base.

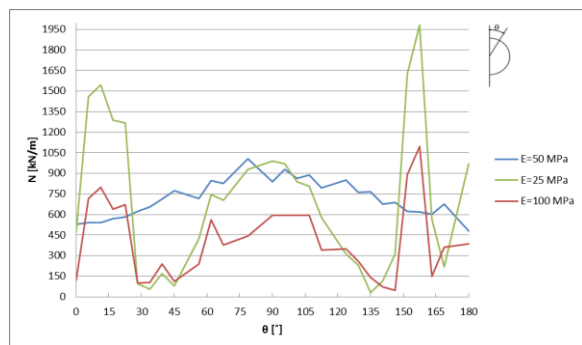


Fig. 90 - Efeitos da alteração de E nos esforços axiais no suporte. Fase final

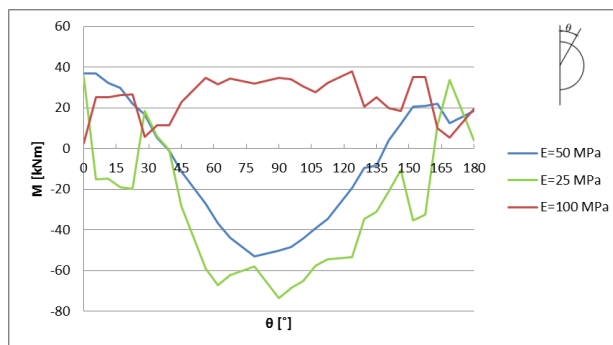


Fig. 91 - Efeitos da alteração de E nos momentos fletores no suporte. Fase final

Na Fig. 90 observa-se que os esforços axiais apresentam muita variação quando se altera o módulo de deformabilidade do solo. De facto, é na zona dos hasteais onde a comparação parece fazer mais sentido, uma vez que nas outras zonas do suporte, nomeadamente nos ombrais, os modelos 10 e 11 resultaram em alterações bruscas do esforço axial. Desta forma, nos hasteais verifica-se que o esforço axial diminui quando aumenta o módulo de deformabilidade do solo. Os momentos fletores também se apresentam com variações, no entanto, é mais fácil de perceber que no modelo onde $E = 100$ MPa o suporte está sujeito a momentos mais baixos e aproximadamente constantes ao longo do contorno, e já no modelo de $E = 25$ MPa assiste-se, principalmente na zona dos hasteais, a um ligeiro aumento de momentos fletores.

Efetuada os cálculos em *RS3* e *Phase 2* para estes modelos de alteração do módulo de deformabilidade, os Quadro 21, Quadro 22 e Quadro 23 reúnem os principais resultados e indicam o erro percentual do cálculo bidimensional relativamente ao tridimensional. Sendo assim:

- Os assentamentos máximos à superfície na fase final exibem menor erro percentual;
- Relativamente ao deslocamento radial no coroamento, o maior erro acontece quando o módulo de deformabilidade é superior;
- O erro percentual relativo para os esforços axiais é notoriamente mais baixo no caso em que o módulo de deformabilidade é maior.

Quadro 21 - Alterações de E , assentamento máximo superficial em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a *RS3*.

Modelo	E [MPa]	$s_{v,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	50	-0,0146	-0,0146	0
10	25	-0,0295	-0,0280	5
11	100	-0,0072	-0,0076	5

Quadro 22 - Alterações de E , deslocamento radial no coroamento em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a RS3.

Modelo	E [MPa]	$s_{r,max}^{Phase\ 2.0}$ [m]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	Erro [%]
1	50	-0,0313	-0,0317	1
10	25	-0,0626	-0,0559	12
11	100	-0,0157	-0,0115	37

Quadro 23 - Alterações de E , esforço axial máximo em *Phase 2* e respetivo erro relativamente a RS3.

Modelo	E [MPa]	$N_{max}^{Phase\ 2.0}$ [kN/m]	N_{max}^{RS3} [kN/m]	Erro [%]
1	50	1012	1004	1
10	25	1023	1982	48
11	100	992	1097	10

5.5. ALTERAÇÕES NO PROCESSO CONSTRUTIVO

5.5.1. AVANÇO DE ESCAVAÇÃO

A distância de avanço da escavação de um túnel superficial apresenta considerável importância no que diz respeito ao processo construtivo, principalmente se se trata de escavação sequencial, uma vez que essa distância corresponde à distância de atraso a que é colocado o suporte e, portanto, o maciço encontra-se durante algum tempo sem qualquer contenção. Do ponto de vista do comportamento do terreno, perspectiva-se que a alteração da distância de atraso na colocação do suporte provoque modificações na redistribuição tridimensional de tensões e, conseqüentemente, alterações nas deformações resultantes da escavação. Em consonância com o método de convergência-confinamento, quando aumenta o atraso há um deslocamento da curva característica do suporte para a direita e, portanto, uma diminuição da tensão radial de equilíbrio onde se perspectiva deformações superiores.

Visto isto, decidiu-se desenvolver um modelo 12, em que apenas se altera a distância de avanço de escavação para o dobro, relativamente ao modelo base número 1 (Quadro 24). No cálculo em RS3, esta modificação implica uma diminuição para metade do número de fases de cálculo. À semelhança de casos de parametrização anteriores, é feita uma análise de assentamentos superficiais na fase final (Fig. 92), deslocamento radial no coroamento (Fig. 93) e esforços mobilizados no suporte (Fig. 94 e Fig. 95). Por outro lado, a variação do avanço de escavação não é possível introduzir diretamente no *software* de análise plana, uma vez que fisicamente essa ação ocorre longitudinalmente. Por isso, não se efetua neste ponto o cálculo em *Phase 2* e o respetivo erro associado aos resultados em RS3, já que as percentagens de alívio de tensão seriam as mesmas nos dois modelos, conduzindo a resultados de cálculo bidimensional iguais.

Quadro 24 - Alterações do avanço de escavação no modelo de cálculo de referência 1

Modelo	d [m]
1	1,0
12	2,0

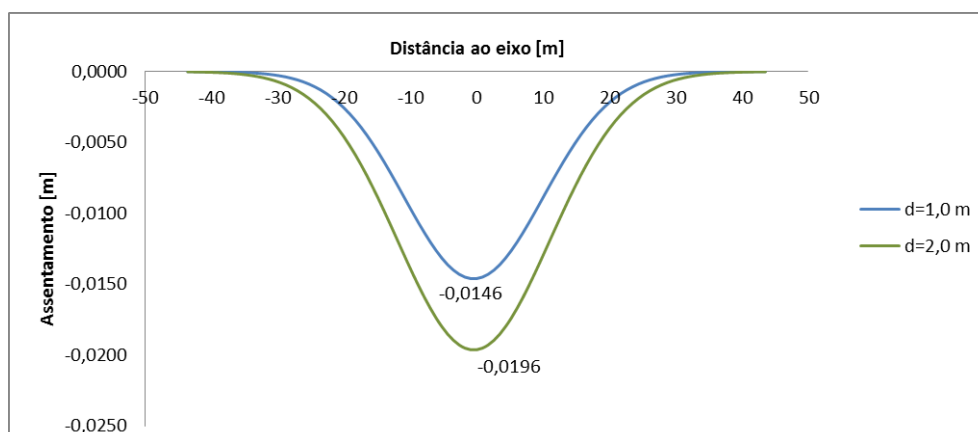


Fig. 92 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos assentamentos superficiais. Fase final

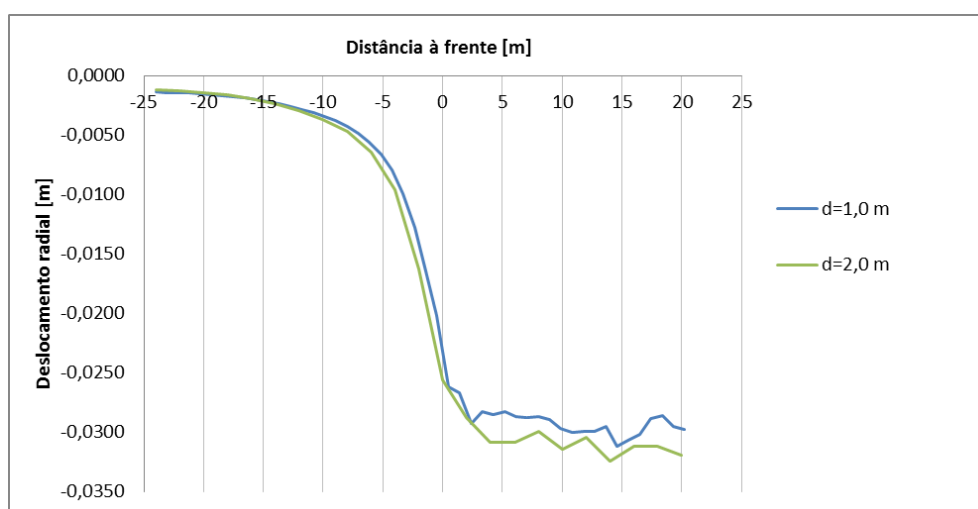


Fig. 93 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos deslocamentos radiais no coroamento. Fase intermédia

Nos resultados dos assentamentos superficiais e deslocamentos verticais no coroamento fruto da variação do processo construtivo, nomeadamente, o aumento da distância de avanço, observa-se que à superfície os efeitos são mais notórios que no coroamento do túnel. A diferença no assentamento máximo superficial quando se aumenta o atraso de escavação para 2,0 m é cerca de 5 mm, já no caso dos deslocamentos verticais no coroamento essa diferença é menor, e quase que até coincidem as curvas. Esta pouca variação deve-se ao facto de o solo apresentar características razoáveis no que diz respeito aos parâmetros resistentes, mostrando-se bastante competente face à escavação. De um modo

geral, a diferença entre o deslocamento máximo vertical à superfície e no coroamento é tanto menor quanto maior for o atraso na instalação do suporte.

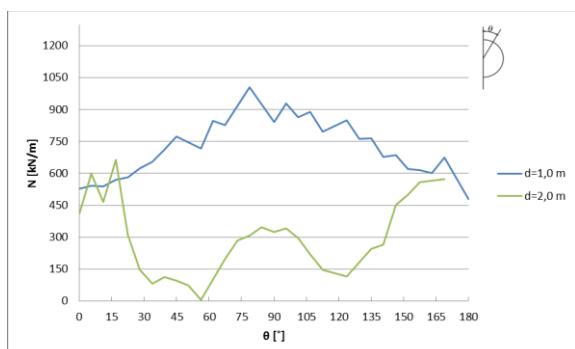


Fig. 94 - Efeitos da alteração do avanço de escavação nos esforços axiais no suporte. Fase final

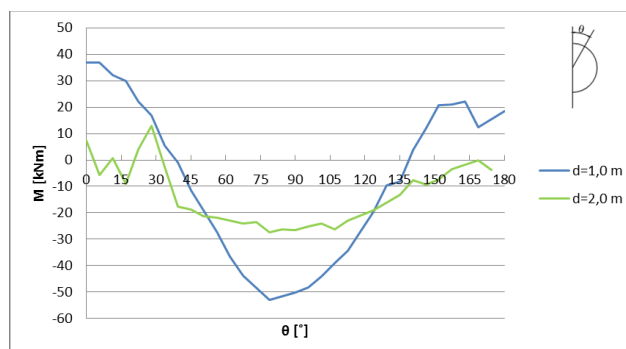


Fig. 95 - Efeitos da alteração do avanço de escavação momentos fletores no suporte. Fase final

Relativamente aos esforços mobilizados no suporte, é evidente a variação do avanço de escavação nas Fig. 94 e Fig. 95. Tanto os esforços axiais como os momentos fletores sofrem uma redução significativa dos seus máximos quando aumenta a distância de avanço, mostrando indícios de plastificação do terreno antes da colocação do suporte.

6

CALIBRAÇÃO DOS FATORES DE ALÍVIO

Os capítulos anteriores fizeram referência ao termo *fator de alívio* e à importância da sua calibração no cálculo bidimensional de túneis superficiais, nomeadamente no *software Phase 2*. Visto isto, e atendendo ao facto do problema real da escavação de um túnel apresentar características e comportamento eminentemente de carácter tridimensional, o capítulo que se segue direcciona-se principalmente ao ajuste do fator de alívio mediante resultados obtidos do cálculo em RS3.

6.1. O FATOR DE ALÍVIO

O programa de cálculo *Phase 2* utiliza a funcionalidade *Load Split* que permite fracionar a carga a aplicar em diferentes fases de cálculo relativamente ao campo de tensões inicial, em vez da aplicação de 100% dessa carga em uma só fase. Dentro do comando *Load Split* encontra-se o *Split Factor*, e é aqui que se introduz a percentagem de carga que se pretende aliviar em determinada fase de cálculo. Este fator pode assumir valores entre -1 e 1. No caso de construção de um túnel e, sobretudo se a escavação for efetuada segundo o processo de escavação sequencial, a repartição da secção pode ser de várias formas e o suporte pode ser aplicado com atraso relativamente à frente ou até mesmo adiante da frente de escavação. Na modelação bidimensional destes problemas procede-se à escolha do fator de alívio de forma ponderada conforme as áreas a escavar, atendendo à distância a que se coloca o suporte, ao tipo de suporte escolhido e ao tipo de solo e/ou rocha encontrado. Grosso modo, uma área de escavação correspondente à secção plena implica um coeficiente de redução da pressão interna relativamente elevado na fase de escavação, dependendo do tipo de solo, e este coeficiente pode aumentar conforme aumenta a distância a que é colocado o suporte. Se por outro lado se optar pela instalação do suporte antes da escavação, a percentagem de redução da pressão interna pode baixar significativamente na fase correspondente à escavação.

Como já foi referido anteriormente, a modelação bidimensional requer da parte do projetista alguma sensibilidade e experiência em obras deste género, sendo a escolha dos fatores de alívio crucial para o bom desempenho do projeto e, mais tarde, da obra em si. Convém salientar que este coeficiente vem simplificar o comportamento tridimensional típico de obras de escavação de túneis superficiais e, principalmente, substituir as ações construtivas que ocorrem longitudinalmente como por exemplo o avanço de escavação e a colocação do suporte adiante da frente.

6.2. COMO CALIBRAR O FATOR DE ALÍVIO

A calibração do fator de alívio consiste em acertar as parcelas *Split Factor* em modelação bidimensional conforme os resultados obtidos no cálculo tridimensional.

Antes que se proceda à calibração, deve estabelecer-se qual o resultado ou resultados que se pretende como base do acerto deste fator de alívio pois, sabe-se que para cada resultado corresponde um único fator de alívio na modelação bidimensional. O assentamento superficial máximo $s_{v,max}$ e o deslocamento radial máximo no coroamento $s_{r,max}$ são as grandezas que servem de base à calibração do fator de alívio na presente dissertação, no entanto, poderia ser acrescentada qualquer outra conforme o objetivo do projeto. Como já foi referido no ponto 6.1, vários fatores devem ser tidos em consideração quando se faz a modelação de um problema de escavação sequencial de túneis superficiais. No entanto, na presente dissertação dá-se mais importância às características geotécnicas do terreno na escolha de fatores de alívio. Tendo em vista o capítulo 5, onde se procede à elaboração de modelos tridimensionais com o objetivo de comparação dos efeitos resultantes da variação de parâmetros geotécnicos, a calibração dos fatores de alívio incide nestes modelos, atendendo às variáveis K_0 , ψ' , ϕ' , c' e E , variáveis sobre as quais se debruçaram os estudos paramétricos tridimensionais.

Embora o único modelo de variação da distância de avanço se mostre limitado para análise de calibração de fatores de alívio, é importante efetuá-la no sentido de deixar como desenvolvimento futuro.

Apresentados os princípios de calibração dos fatores de alívio da presente dissertação, nos quadros que se seguem recolhem-se os resultados e os fatores de alívio por parâmetro geotécnico e alteração construtiva. O Quadro 25 e o Quadro 26 apresentam os fatores de alívio calibrados tendo em consideração o assentamento máximo superficial e o deslocamento vertical máximo no coroamento, respetivamente, para os diferentes valores de K_0 . O Quadro 28 mostra a calibração dos fatores de alívio para o assentamento máximo à superfície e o Quadro 29 para o deslocamento vertical máximo no coroamento, mas desta feita, para os modelos de alteração do parâmetro ψ' . Os Quadros 31 e Quadro 32 avançam com o acerto dos fatores de alívios atendendo aos resultados do assentamento máximo superficial e deslocamento vertical máximo no coroamento, respetivamente, para a variação do parâmetro resistente ϕ' . Para os modelos onde se altera a coesão efetiva, c' , consta no Quadro 34 a calibração dos fatores de alívio para o assentamento máximo superficial e o Quadro 35 o deslocamento radial máximo no coroamento. Nos Quadros 37 e Quadro 38 mostram-se os fatores de alívio calibrados com base no assentamento máximo à superfície e no coroamento, reciprocamente, para os modelos de alteração do E .

Também nos Quadros 27, Quadro 30, Quadro 33, Quadro 36, Quadro 39 e Quadro 42 se mostram os esforços axiais máximos obtidos para um fator de alívio que resulta da média dos fatores de alívio calibrados com base nos dois resultados (assentamento máximo superficial e deslocamento vertical máximo no coroamento). O objetivo é evidenciar a variação de esforços axiais no suporte em *Phase 2*, qualquer que seja o fator de alívio adotado.

Quadro 25 – Calibração do fator de alívio nos modelos de K_0 com base em $s_{v,max}$

K_0	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
0,5	-0,0146	-0,553
0,4	-0,0167	-0,465
1	-0,0074	-0,454

Quadro 26 - Calibração do fator de alívio nos modelos de K_0 com base em $s_{r,max}$

K_0	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
0,5	-0,0317	-0,559
0,4	-0,0334	-0,387
1	-0,0150	-0,388

Quadro 27 – Erro associado ao cálculo de N_{max} em Phase 2 variando fatores de alívio. Parâmetro K_0 .

K_0	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
0,5	$\lambda_1 = -0,553$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
0,4		717	$\lambda_1 = -0,426$	919	28
1		904	$\lambda_1 = -0,421$	1170	29

Feita a calibração de fatores de alívio para os modelos em que o parâmetro do solo que sofre alterações é o K_0 , constata-se que:

- O fator de alívio correspondente à fase de escavação, λ_1 , quando a base de calibração é o assentamento máximo superficial, varia entre -0,553 e -0,454, respetivamente para $K_0 = 0,5$ e $K_0 = 1$.
- Quando a base de calibração é o deslocamento máximo radial, o fator de alívio λ_1 assume um valor máximo de -0,559, para $K_0 = 0,5$ e um mínimo de -0,388 para $K_0 = 1$, em módulo.
- O conjunto de fatores de alívio com mais variação encontra-se quando a base de calibração é o resultado do assentamento máximo superficial.
- Nota-se diferença significativa nos esforços axiais mobilizados no suporte quando se procede à calibração do modelo $K_0 = 1$ e $K_0 = 0,4$.

Quadro 28 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ψ' com base em $s_{v,max}$

ψ' [°]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
11,67	-0,0146	-0,553
0	-0,0148	-0,557
35	-0,0160	-0,595

Quadro 29 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ψ' com base em $s_{r,max}$

ψ' [°]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
11,67	-0,0317	-0,559
0	-0,0295	-0,528
35	-0,0337	-0,587

Quadro 30 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em Phase 2 variando fatores de alívio. Parâmetro ψ' .

ψ' [°]	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
11,67	$\lambda_1 = -0,553$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
0		1012	$\lambda_1 = -0,543$	1034	2,2
35		1012	$\lambda_1 = -0,591$	926	8,5

Após calibração de fatores de alívio para os modelos onde se altera o parâmetro ψ' , verificam-se as seguintes particularidades:

- Quando a base de calibração é o assentamento máximo superficial, o máximo fator de alívio (em módulo) na fase de escavação atribui-se nos modelos em que $\psi' = 35^\circ$ e toma o valor de -0,595, já o mínimo ocorre para $\psi' = 11,67^\circ$, e assume-se como -0,553.
- Nos modelos em que a calibração assenta no máximo deslocamento radial no coroamento, o máximo fator de alívio na fase de escavação, acontece para $\psi' = 35^\circ$ ($\lambda_1 = -0,587$) e o mínimo atribui-se no modelo em que $\psi' = 0^\circ$ ($\lambda_1 = -0,528$).
- A maior variação de fatores de alívio ocorre para a variável base deslocamento radial máximo no coroamento. No entanto, a diferença relativamente aos fatores de alívio resultantes do assentamento máximo superficial é muito baixa.
- Os esforços axiais apresentam, após calibração, erros relativamente pequenos.

Quadro 31 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ϕ' com base em $s_{v,max}$

ϕ' [°]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
35	-0,0146	-0,553
40	-0,0132	-0,510
29	-0,0168	-0,617

Quadro 32 - Calibração do fator de alívio nos modelos de ϕ' com base em $s_{r,max}$

ϕ' [°]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
35	-0,0317	-0,559
40	-0,0269	-0,490
29	-0,0330	-0,577

Quadro 33 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em *Phase 2* variando fatores de alívio. Parâmetro ϕ' .

ϕ' [°]	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
35	$\lambda_1 = -0,553$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
40		1012	$\lambda_1 = -0,500$	1131	12
29		1012	$\lambda_1 = -0,597$	913	10

Calibrados os fatores de alívio para os modelos onde se altera o parâmetro resistente do solo, ϕ' , reúnem-se os seguintes aspetos:

- O fator de alívio, λ_1 , para a variável base de calibração assentamento máximo superficial, assume um máximo de -0,617, correspondente ao modelo $\phi' = 29^\circ$ e um mínimo de -0,510 quando $\phi' = 40^\circ$, em módulo.
- Quando o resultado do deslocamento vertical máximo no coroamento é a base do acerto, obtém-se um máximo fator $\lambda_1 = -0,577$ quando $\phi' = 29^\circ$ e, por outro lado, um mínimo $\lambda_1 = -0,490$ para $\phi' = 40^\circ$, em módulo.
- A maior variação de fatores de alívio na fase de escavação ocorre quando se faz a calibração tendo como base o assentamento máximo superficial.
- O erro associado ao cálculo de esforços axiais mobilizados no suporte após calibração ronda os 10%.
- Refira-se que o erro associado aos esforços é relativamente reduzido pois é reduzida a plastificação do terreno, e logo os parâmetros resistentes assumem menos importância.

Quadro 34 - Calibração do fator de alívio nos modelos de c' com base em $s_{v,max}$

c' [kPa]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
50	-0,0146	-0,553
25	-0,0236	-0,770
100	-0,0109	-0,439

Quadro 35 - Calibração do fator de alívio nos modelos de c' com base em $s_{r,max}$

c' [kPa]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
50	-0,0317	-0,559
25	-0,0721	-0,899
100	-0,0224	-0,426

Quadro 36 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em Phase 2 variando fatores de alívio. Parâmetro c' .

c' [kPa]	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
50	$\lambda_1 = -0,553$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
25		1012	$\lambda_1 = -0,835$	379	62,5
100		1012	$\lambda_1 = -0,432$	1285	27

Apresentada a calibração de fatores de alívio para os modelos em que o parâmetro resistente do solo que sofre alterações é o c' , demonstra-se que:

- Quando a base de calibração é o assentamento máximo superficial, os fatores de alívio na fase de escavação variam de -0,770 a -0,439, respetivamente para os modelos em que $c' = 25$ kPa e $c' = 100$ kPa.
- Nos modelos em que a calibração incide na variável deslocamento radial máximo no coroamento, o fator λ_1 assume um máximo, em módulo, igual a -0,899 para $c' = 25$ kPa e um mínimo para $c' = 100$ kPa igual a -0,426.
- A diferença de fatores de alívio mais significativa acontece na calibração onde a base é o resultado de deslocamento radial máximo ao longo no coroamento do túnel.
- Os esforços axiais no suporte apresentam alterações significativas, sendo que no modelo em que $c' = 25$ kPa se obtenha um erro percentual superior.
- A diferença mais significativa na calibração dos fatores neste caso surge pois, para a coesão de 25 kPa, a plastificação do maciço é já significativa, induzindo portanto alterações relevantes na redistribuição de esforços entre as diversas fases.

Quadro 37 - Calibração do fator de alívio nos modelos de E com base em $s_{v,max}$

E [MPa]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
50	-0,0146	-0,553
25	-0,0280	-0,530
100	-0,0076	-0,575

Quadro 38 - Calibração do fator de alívio nos modelos de E com base em $s_{r,max}$

E [MPa]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
50	-0,0317	-0,559
25	-0,0559	-0,506
100	-0,0115	-0,430

Quadro 39 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em *Phase 2* variando fatores de alívio. Parâmetro E .

E [MPa]	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
50	$\lambda_1 = 0,537$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
25		1023	$\lambda_1 = -0,518$	1002	2,1
100		992	$\lambda_1 = -0,503$	1102	11,1

Demonstrados os fatores de alívios que servem de calibração dos modelos em que a alteração incide no parâmetro de elasticidade, E , constata-se que:

- Quando a base de calibração é o assentamento máximo superficial, o fator de alívio correspondente à fase de escavação da secção varia entre -0,575 e -0,530, correspondendo respetivamente aos modelos $E = 100$ MPa e $E = 25$ MPa.
- Os fatores de alívio cuja base de acerto é o deslocamento radial máximo apresentam maior variação relativamente à variável anterior, assumindo um máximo de -0,559 quando $E = 50$ MPa e um mínimo de -0,430 quando $E = 100$ MPa, ambos em módulo.
- No cálculo de esforços axiais, o erro percentual cresce à medida que cresce o módulo de deformabilidade do terreno, após calibração.

Quadro 40 - Calibração do fator de alívio nos modelos de d com base em $s_{v,max}$

d [m]	$s_{v,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
1,0	-0,0146	-0,553
2,0	-0,0196	-0,702

Quadro 41 - Calibração do fator de alívio nos modelos de d com base em $s_{r,max}$

d [m]	$s_{r,max}^{RS3}$ [m]	λ_1
1,0	-0,0317	-0,559
2,0	-0,0325	-0,570

Quadro 42 - Erro associado ao cálculo de N_{max} em Phase 2 variando fatores de alívio. Distância de avanço d .

d [m]	Fatores de alívio base	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Fatores de alívio após calibração	$N_{max}^{Phase 2}$ [kN/m]	Erro [%]
1,0	$\lambda_1 = -0,553$	1012	$\lambda_1 = -0,556$	1005	0,7
2,0			$\lambda_1 = -0,636$	824	18,6

No que diz respeito à calibração dos fatores de alívio relativamente aos modelos em que se altera a distância de avanço d , verifica-se o seguinte:

- No acerto dos fatores de alívio, quer tendo como base o assentamento máximo superficial, quer o deslocamento radial máximo no coroamento, à medida que aumenta a distância de atraso na colocação do suporte, aumenta, em módulo, o fator de alívio associado à fase de escavação.
- Os esforços axiais mobilizados no suporte não sofrem diferenças significativas, após calibração dos fatores de alívio.

Finalizado o processo de calibração de fatores de alívio para os modelos que sofrem variação de parâmetros de características do terreno e processo construtivo, importa agora reunir esses valores em quadros únicos que servem de síntese. O Quadro 43 pretende resumir os fatores de alívio mínimo e máximo correspondentes apenas à fase de escavação, tendo como base de calibração o assentamento máximo superficial, $s_{v,max}$, para os diferentes parâmetros. O Quadro 44 reúne os fatores de alívio mínimo e máximo, correspondentes à calibração com base nos resultados do deslocamento radial máximo no coroamento, $s_{r,max}$. Em ambos os quadros encontra-se na última coluna a diferença entre o fator de alívio máximo e mínimo correspondente à fase de escavação, $\lambda_1^{max} - \lambda_1^{min}$, em módulo.

Quadro 43 – Resumo dos fatores de alívio da fase de escavação com base de calibração o $s_{v,max}$

Parâmetro	λ_1^{min}	λ_1^{max}	$\lambda_1^{max} - \lambda_1^{min}$
K_0	-0,545 ($K_0 = 1$)	-0,553 ($K_0 = 0,5$)	0,008
$\psi' [^\circ]$	-0,553 ($\psi' = 11,67$)	-0,595 ($\psi' = 35$)	0,042
$\phi' [^\circ]$	-0,510 ($\phi' = 40$)	-0,617 ($\phi' = 29$)	0,107
$c' [\text{kPa}]$	-0,439 ($c' = 100$)	-0,770 ($c' = 25$)	0,331
$E [\text{MPa}]$	-0,530 ($E = 25$)	-0,575 ($E = 100$)	0,045
$d [\text{m}]$	-0,553 ($d = 1,0$)	-0,702 ($d = 2,0$)	0,149

Quadro 44 - Resumo dos fatores de alívio da fase de escavação com base de calibração o $s_{r,max}$

Parâmetro	λ_1^{min}	λ_1^{max}	$\lambda_1^{max} - \lambda_1^{min}$
K_0	-0,387 ($K_0 = 0,4$)	-0,559 ($K_0 = 0,5$)	0,172
$\psi' [^\circ]$	-0,528 ($\psi' = 0$)	-0,587 ($\psi' = 35$)	0,059
$\phi' [^\circ]$	-0,490 ($\phi' = 40$)	-0,577 ($\phi' = 29$)	0,087
$c' [\text{kPa}]$	-0,426 ($c' = 100$)	-0,899 ($c' = 25$)	0,473
$E [\text{MPa}]$	-0,430 ($E = 100$)	-0,559 ($E = 50$)	0,129
$d [\text{m}]$	-0,559 ($d = 1,0$)	-0,570 ($d = 2,0$)	0,011

Analisando os quadros anteriores, conclui-se que o parâmetro que implica maior variação de fatores de alívio na fase de escavação é o parâmetro de resistência dado pela coesão efetiva. Este parâmetro, de facto, apresenta muita influência na medida em que determina uma maior ou menor plastificação do solo na fase de abertura da cavidade. Logo a seguir, as características do solo que demonstram mais variação do fator de alívio são o módulo de deformabilidade e o coeficiente de impulso em repouso.

7

CASO PRÁTICO – TÚNEL 4 DA CIDADE DO PORTO

7.1. O TÚNEL 4 DO PORTO

O túnel que serve de análise neste capítulo situa-se na cidade do Porto e faz parte de um conjunto de quatro túneis rodoviários encomendados pela Câmara Municipal de forma a melhorar a situação de tráfego que se vivia na cidade antes de 2000. Este túnel 4 localiza-se entre a Rua do Dr. Joaquim Urbano (à Avenida Fernão Magalhães) e a Praça de Teotónio Pereira (Praça das Flores), composto por duas rampas (uma de entrada e outra de saída), uma extensão de 12 m de túnel em “open cut” e 134 m de túnel mineiro. (Ferreira da Costa, 2001)

O túnel mineiro (alvo de análise em pontos adiante) apresenta transversalmente uma área aproximada de 95 a 97 m², em traçado horizontal é comporto por duas curvas com raio de curvatura de 100 m e verticalmente possui uma inclinação descendente de 8,31%. A rasante inicia-se à cota de 124,15 metros e termina a 112,52 m, sendo que no topo da cavidade do túnel, com recobrimento variável entre 3 e 12 metros se localiza o Hospital Joaquim Urbano. A Fig. 96 representa um corte longitudinal da zona do túnel mineiro. (Ferreira da Costa, 2001)

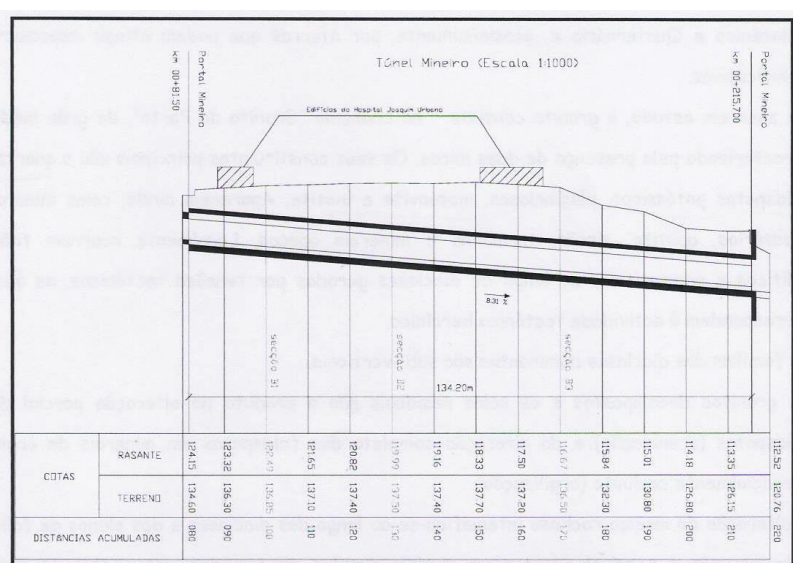


Fig. 96 – Perfil longitudinal do túnel mineiro (Ferreira da Costa, 2001)

7.2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

A cidade do Porto caracteriza-se geologicamente pelo domínio das rochas ígneas, estreitamente relacionadas com a história da falha Porto-Tomar, nomeadamente o granito de idade Hercínica que se intrudiu em formações metamórficas. Estas rochas encontram-se localmente cobertas por sedimentos do Holocénico, Quaternário e ocasionalmente por aterros que podem atingir espessuras significativas. Na zona onde se situa o Túnel 4 em estudo predomina o designado “Granito do Porto”, de grão médio, caracterizado pela presença de duas micas. Esta rocha é composta principalmente por quartzo, feldspatos potássicos, plagioclases, moscovite e biotite, mas também outros minerais acessórios como apatite, zircão, turmalina e minerais opacos. Localmente verificam-se filões aplíticos e pegmatíticos ao longo de diaclases sub-verticais geradas pela atividade tectónica hercínica. Quando há decomposição da rocha granítica resultam os solos residuais, por alteração parcial dos feldspatos (arenização) ou alteração completa dos feldspatos em minerais de argila essencialmente caulinite (argilização). O material que compõe o terreno mostra-se tão heterógeneo que se torna quase impossível adotar um modelo simples de camadas, onde por vezes se verifica materiais muito alterados cobrindo zonas gradualmente menos alteradas. O Túnel 4 segue ao longo do flanco setentrional dum pequeno morro ao longo do granito W5, localmente coberto por aterro e terra vegetal. A zona ocidental caracteriza-se pela ocorrência de “bolas” graníticas, inseridas no granito W5, na rampa ocidental vê-se granito medianamente a pouco alterado W3-W2 e na rampa oriental o granito W5-W6 cobre o W4, o qual aparece apenas na base da rampa. (Ferreira da Costa, 2001)

Para fins de projeto, foi definido um conjunto de unidades geotécnicas conforme um programa de investigação e prospeção geotécnica *in situ* que consistiu, particularmente para o túnel mineiro, em métodos sísmicos (refração e *downhole*), sondagens elétricas e poços de prospeção. Daqui resulta a descrição das condições geotécnicas para a unidade G4 que acompanha a extensão do túnel mineiro:

““bolas graníticas” de tamanho variável inseridas no granito W5, W4; instabilidade devido ao desprendimento das “bolas graníticas” e à rotura ao longo das estrias preservadas no granito W5; deformação potencial elevada.”

Visto isto, também o método de escavação pode ser estabelecido à partida como escavação mecânica e muito pouco provável a perfuração e utilização de explosivos. (Ferreira da Costa, 2001)

7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

A escavação do túnel acontece no sentido ascendente, sendo adotado o método de escavação sequencial, uma vez que se considerou ser o mais adequado às condições geológico-geotécnicas do maciço em questão. A escavação ocorreu com o avanço da abóbada a variar entre 0,8 e 1 m, o da bancada entre 1,6 e 2,0 m e o da soleira entre 3,2 e 4,0 m. De forma a aumentar a estabilidade da frente, a escavação da abóbada sofreu uma subdivisão numa secção mais elevada (abóbada superior), avançando o máximo de quatro lances e uma secção inferior (abóbada inferior), sendo aplicado na frente o mais rapidamente possível uma camada de 5 cm de betão projetado.

Relativamente ao suporte, o revestimento de betão projetado apresenta uma espessura de 25 cm, reforçado com duas camadas de malha electrossoldada. Na base da abóbada, o revestimento de betão projetado aumenta para uma espessura de 45 cm formando os “pés de elefante”. Foram instaladas na abóbada e bancada cambotas metálicas espaçadas de 0,8 a 1,0 m compostas por perfis metálicos, sendo que no topo da abóbada foram apoiadas em vigas de distribuição de cargas.

No coroamento do túnel foi instalado “forepoling” de forma a evitar deslocamentos progressivos, sendo os varões de aço instalados lanço a lanço, de forma a criar um envolvimento protetor do lado de fora da linha de escavação. O espaçamento entre centros dos elementos metálicos variou entre 20 a 30 cm, sendo o diâmetro dos varões igual a 25 mm e o comprimento do forepoling entre 2 a 3 m.

Nas paredes laterais foram instaladas ancoragens passivas de 5 a 6 m de comprimento do tipo autoperfurantes com injeção de calda de cimento.

O esquema do faseamento construtivo encontra-se exposto na Fig. 97 e um corte transversal na Fig. 98. Na Fig. 99 mostra-se a definição das fases de escavação, sendo a primeira fase correspondente à escavação da abóboda superior, abóboda inferior e soleira provisória, perfazendo cerca de 70% da escavação da secção total e, respetiva colocação do revestimento primário.

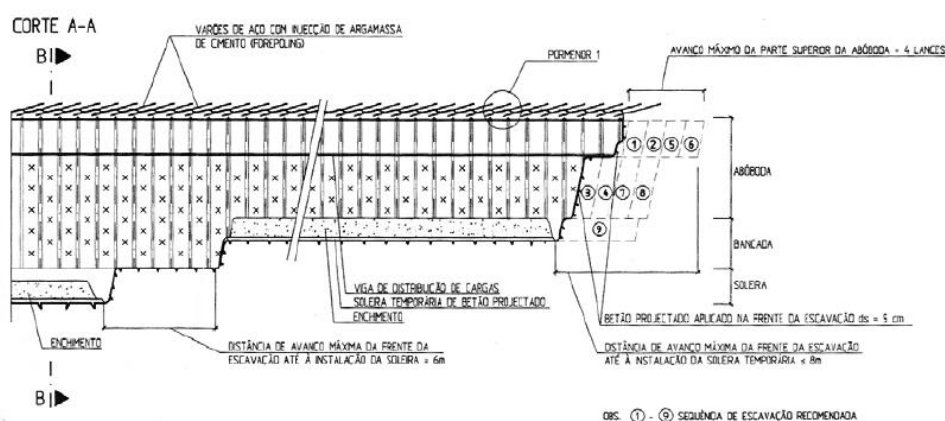


Fig. 97 – Faseamento construtivo tipo (Ferreira da Costa, 2001)

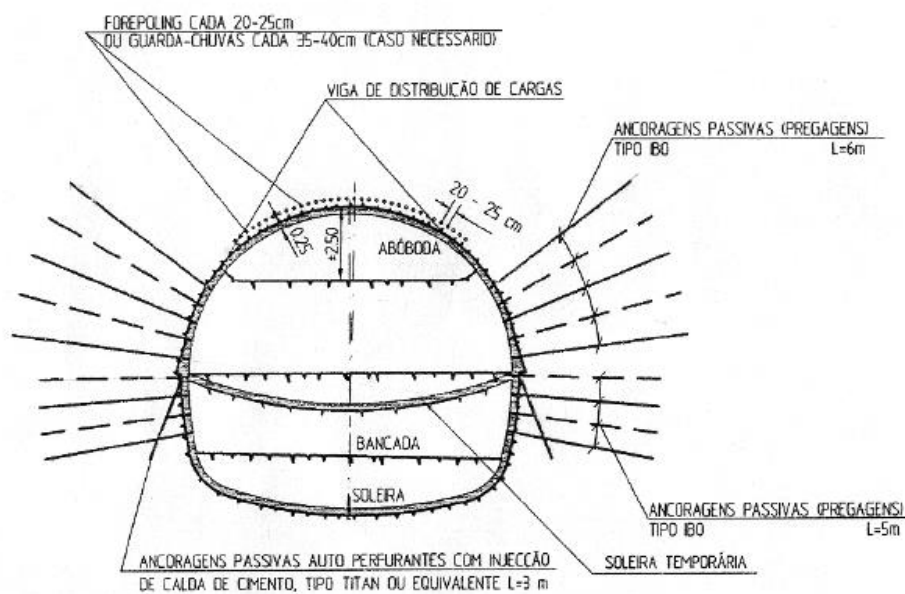


Fig. 98 – Corte transversal B-B (Ferreira da Costa, 2001)

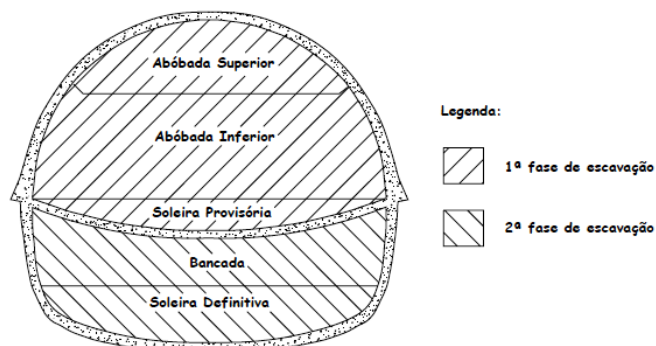


Fig. 99 – Fases de escavação (Ferreira da Costa, 2001)

7.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TÚNEL 4 DO PORTO EM RS3

7.4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

O cálculo deste túnel em *RS3* tem como principal objetivo extrair resultados importantes relativamente a assentamentos superficiais no sentido de mais adiante se proceder a comparações em relação à situação real em obra e ao cálculo bidimensional.

Antes de proceder a qualquer cálculo tridimensional importa referir que o modelo adotado para a simulação do Túnel 4 baseia-se num artigo desenvolvido por (Martins, Ferreira da Costa e Almeida e Sousa, 2003), de onde se retirou a geometria da secção transversal e os parâmetros geológicos e geotécnicos devidamente justificados pelos autores. À semelhança do artigo, o estudo incide na primeira fase de escavação já exposta na Fig. 99.

No que diz respeito à secção transversal e ao perfil geotécnico admitido para a secção analisada (Fig. 100) este é composto por uma camada superficial de aterro com 2,2 m de espessura, um recobrimento de cerca de 8,0 m de solo residual do granito (W5) e uma camada subjacente de granito (W3) que se situa a 4,6 m da soleira do túnel.

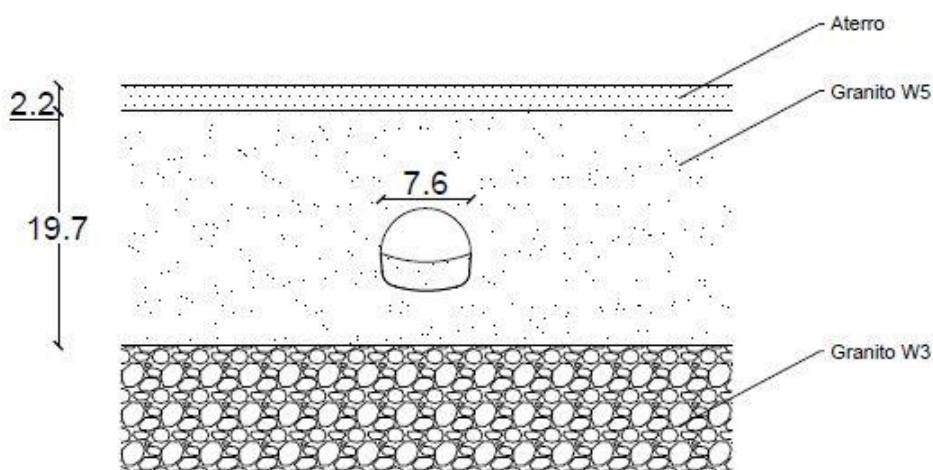


Fig. 100 – Perfil geotécnico e secção transversal do túnel

Como já foi dito, os autores do artigo já referenciado acima escolhem os parâmetros geológico-geotécnicos e justificam-no com base em ensaios realizados e, em alguns casos, atendendo à experiência e valores usuais dos materiais em questão. Deste modo, o Quadro 45 apresenta as características mecânicas e os parâmetros do estado de tensão inicial adotados para o maciço em estudo. Salienta-se que o módulo de deformabilidade é variável em profundidade para a camada de solo residual do granito (W5), assumindo essa variação a expressão que consta no quadro. No entanto, para efeitos de cálculo adota-se um coeficiente de deformabilidade para uma profundidade média da camada, considerando-se constante ao longo desta, resultando $E = 85,2 \text{ MPa}$.

Quadro 45 – Características mecânicas dos materiais e parâmetros do estado de tensão inicial adotados

	Solo residual do granito (W5)	Granito (W3)	Aterro
E [MPa]	$33 + 5,3z$	6000	20
ν	0,35	0,20	0,35
c' [kPa]	17 ¹	300	0
ϕ' [°]	38	52	30
ψ' [°]	0	0	0
c'_{res} [kPa]	17	-	0
ϕ'_{res} [°]	38	-	30
γ [kN/m ³]	19	25	19
K_0	0,4	0,4	0,4
Critério de cedência	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb

¹ Admitiu-se a coesão efetiva da camada de solo residual do granito (W5) igual a 17 kPa, valor médio resultante de um intervalo de valores provenientes de ensaios de corte direto e ensaios de compressão triaxial CU. (Ferreira da Costa, 2001)

Relativamente ao processo construtivo admitido pelos autores e também considerado nesta simulação tridimensional, a escavação progride simultaneamente na abóbada superior e inferior com avanços de 1,6 m, sendo que a parte inferior prossegue com um atraso de 3,2 m relativamente à parte superior. No que diz respeito ao suporte inicial, considera-se o betão projetado com comportamento elástico, linear e isotrópico com coeficiente de deformabilidade aos 28 dias de 10 GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e espessura de 0,25 m. No total obtém-se 28 fases de cálculo, sendo a primeira etapa dedicada à geração do estado de tensão de repouso. Visto isto, a extensão longitudinal adotada é de 38 m, o equivalente a 5 diâmetros.

A malha de elementos finitos considerada neste cálculo é composta por elementos tetraédricos de 10 nós, totalizando 71770 elementos e 12478 nós.

Na Fig. 101 representa-se um corte na malha de elementos finitos tridimensional e a Fig. 102 ilustra uma etapa intermédia da sequência construtiva da primeira fase de construção do túnel.

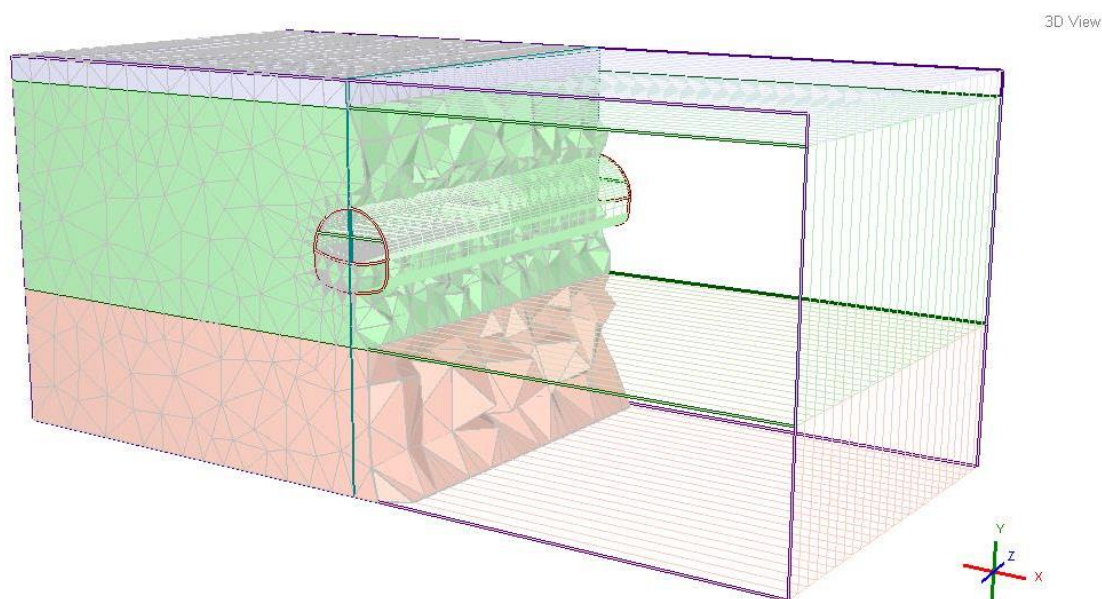


Fig. 101 – Malha de elementos finitos do modelo tridimensional do Túnel 4 do Porto

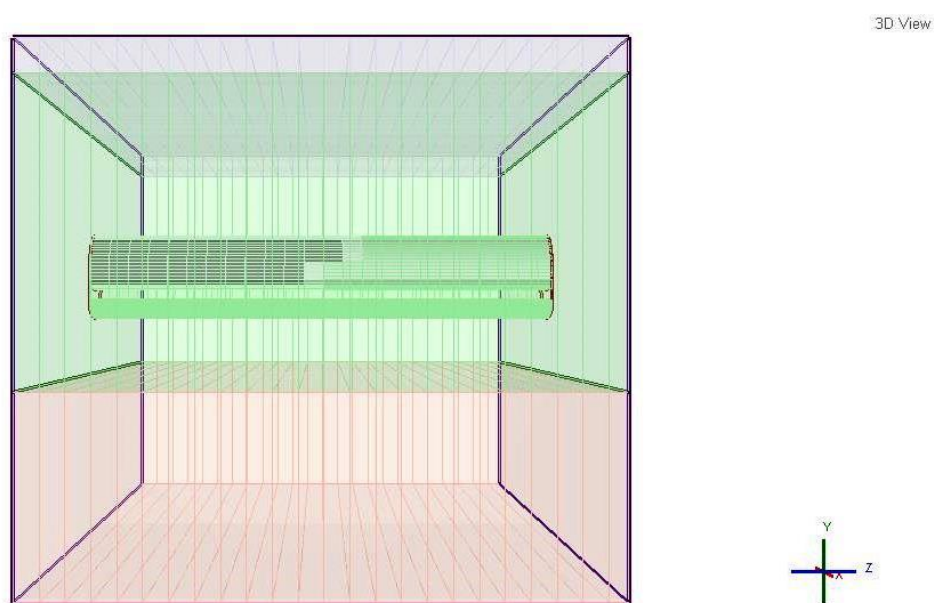


Fig. 102 – Sequência construtiva da 1ª fase de escavação

7.4.2. RESULTADOS

De modo a que mais adiante se proceda a comparações, achou-se conveniente extrair o resultado relativo à curva de assentamentos superficiais na última etapa de escavação da 1ª fase de construção, como mostra a Fig. 103. Lembra-se que a 1ª fase de escavação ilustra-se na Fig. 99, e consiste na escavação da abóbada superior, inferior e soleira provisória. Esta curva corresponde ao resultado de

assentamentos da linha da superfície pertencente ao plano que atravessa transversalmente o túnel a meio do desenvolvimento longitudinal da malha ($z=19$ m).

O máximo assentamento superficial obtido é de aproximadamente 1,6 cm.

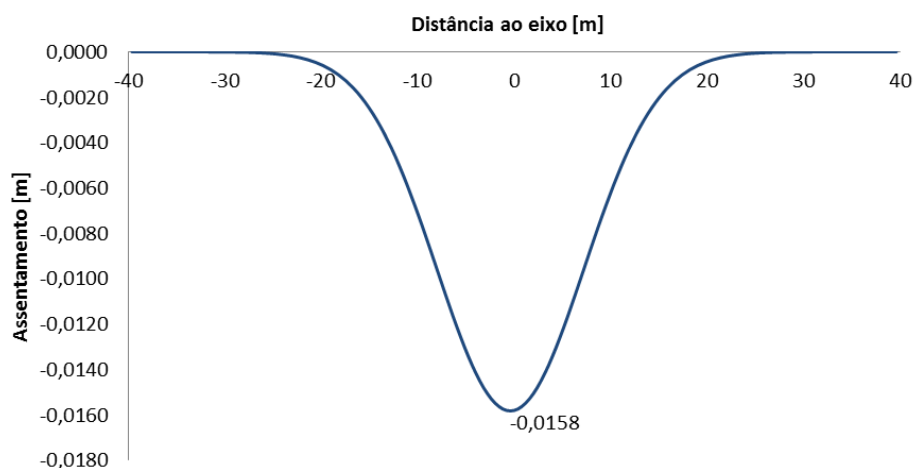


Fig. 103 – Curva de assentamentos superficiais normalizados no final da escavação da 1ª fase – RS3

7.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS DO CÁLCULO TRIDIMENSIONAL COM A SITUAÇÃO REAL EM OBRA

Na situação real do projeto do Túnel 4 do Porto implantou-se um Plano de Instrumentação e Observação que permitiu definir as grandezas a medir, as características e localização dos instrumentos a instalar, dos equipamentos e a frequência das leituras. Desta forma, o túnel foi dividido em 13 secções de instrumentação, espaçadas de 10 m, perpendiculares ao seu desenvolvimento. Deste conjunto de secções, foi seleccionada, no âmbito do estudo comparativo, a secção B2 (Fig. 104). (Ferreira da Costa et al., 2002)

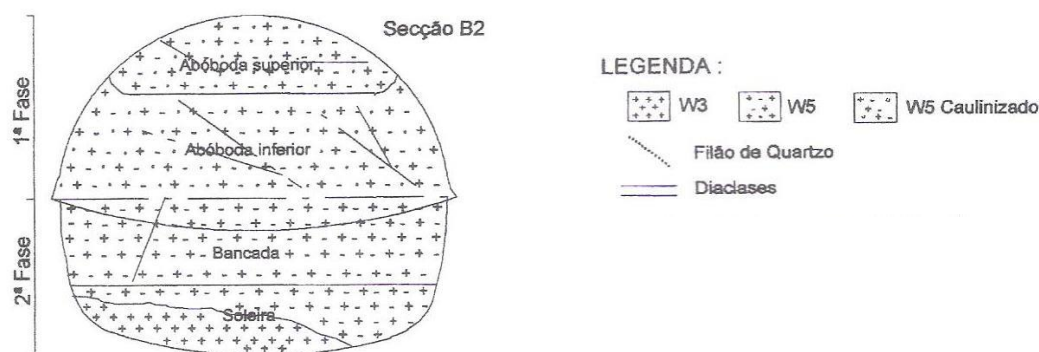


Fig. 104 – Caracterização geológica da secção B2. (Lopes et al., 2001)

Ora, é para os resultados da instrumentação nesta secção que se procede à comparação de resultados obtidos pelo cálculo numérico tridimensional do ponto anterior. De facto, observa-se que a secção B2 apresenta heterogeneidade de materiais, o que, numa situação de modelação numérica se simplifica. De

certa forma, interessa saber com a comparação de resultados, qual a influência dessas simplificações relativamente ao perfil real.

Nas Fig. 105 e Fig. 106 mostram-se os resultados da monitorização para a primeira fase de escavação do túnel registados no artigo de Ferreira da Costa et al. (2002) . A Fig. 105 apresenta o perfil transversal dos assentamentos à superfície e, a Fig. 106, a evolução desses mesmos assentamentos, no eixo do túnel, em função do tempo, relativas aos valores observados nas marcas de nivelamento superficial.

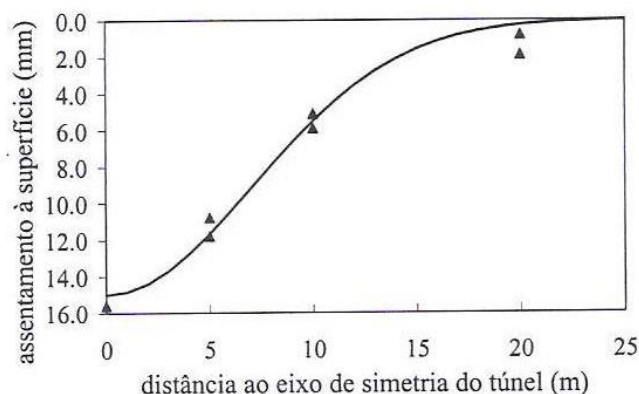


Fig. 105 – Perfil transversal de assentamentos superficiais. (Ferreira da Costa et al., 2002)

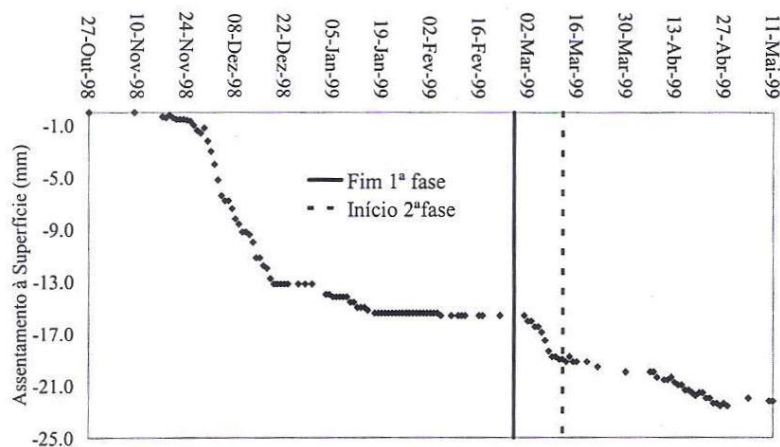


Fig. 106 – Assentamentos superficiais ao eixo em função do tempo. (Ferreira da Costa et al., 2002)

Conjugando a informação dos dois perfis de assentamento superficial, estima-se um valor máximo da ordem dos 1,5 cm, que, de um modo geral, torna o modelo de simulação em RS3 adequado à secção B2, uma vez que o erro associado ao resultado do cálculo numérico é aproximadamente 7%, considerando-se aceitável.

7.6. MODELAÇÃO DO TÚNEL 4 DO PORTO EM *PHASE 2*. CALIBRAÇÃO DE FATORES DE ALÍVIO

O modelo adotado para o cálculo em *Phase 2* apresenta as mesmas características no que diz respeito à secção transversal a escavar, parâmetros geotécnicos do terreno e características do suporte da simulação numérica em *RS3*. A malha de elementos finitos é composta por elementos triangulares de 6 nós, perfazendo um total de 3053 elementos e 6210 nós (Fig. 107). Neste modelo bidimensional consideram-se 5 etapas de cálculo, a primeira que corresponde à geração do estado de tensão de repouso, a segunda à escavação da abóbada superior, a terceira à colocação do suporte após escavação, a quarta à escavação da abóbada inferior e, por último, a quinta que corresponde à instalação do suporte nesta parte. A simulação de todas estas fases implica a adoção de fatores de alívio atribuídos ponderadamente conforme a área da secção a escavar, a distância de avanço, o processo construtivo, o tipo de solo e o suporte a aplicar. A calibração dos fatores de alívio faz-se-á com base no resultado do assentamento máximo à superfície proveniente dos resultados da instrumentação, isto é, do valor real máximo de aproximadamente 1,5 cm. Para tal, a simbologia atribuída aos fatores de alívio das diferentes fases é a seguinte:

- λ_1 – Fator de alívio correspondente à escavação da abóbada superior;
- λ_2 – Fator de alívio correspondente à escavação da abóbada inferior e soleira provisória.

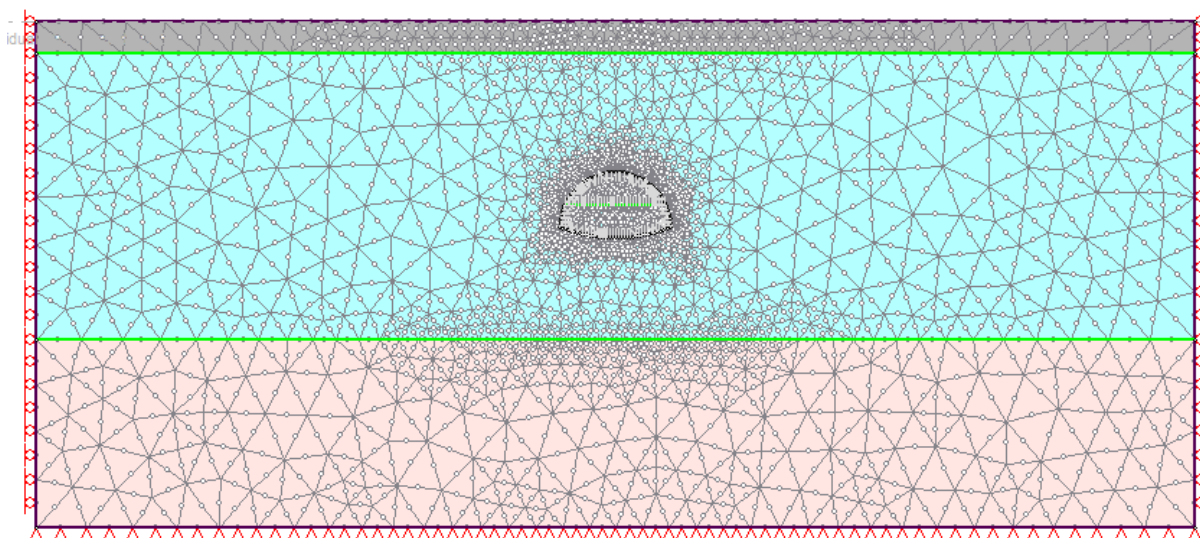


Fig. 107 - Malha de elementos finitos do modelo bidimensional do Túnel 4 do Porto

No processo iterativo de calibração de fatores de alívio considera-se, numa primeira abordagem, que as áreas de escavação faseada são iguais, ou muito próximas, assim como a distância de avanço também é igual na abóbada superior e abóbada inferior e soleira provisória e, portanto, os fatores de alívio λ_1 e λ_2 assumem o mesmo valor. À semelhança dos cálculos bidimensionais elaborados em capítulos anteriores, é feita uma diminuição da rigidez do material correspondente às fases de escavação de cerca de 1000 vezes. Visto isto, o Quadro 46 apresenta o conjunto de fatores de alívio que satisfaz o assentamento máximo superficial obtido na realidade da obra, ao fim da escavação da primeira fase, e a Fig. 108 representa a curva de assentamentos superficiais obtida pelo cálculo bidimensional após calibração dos fatores de alívio.

Quadro 46 – Calibração de fatores de alívio com base em $s_{v,max}$ do modelo Túnel 4 do Porto

λ_1	λ_2	$s_{v,max}$
-0,477	-0,477	-0,0150

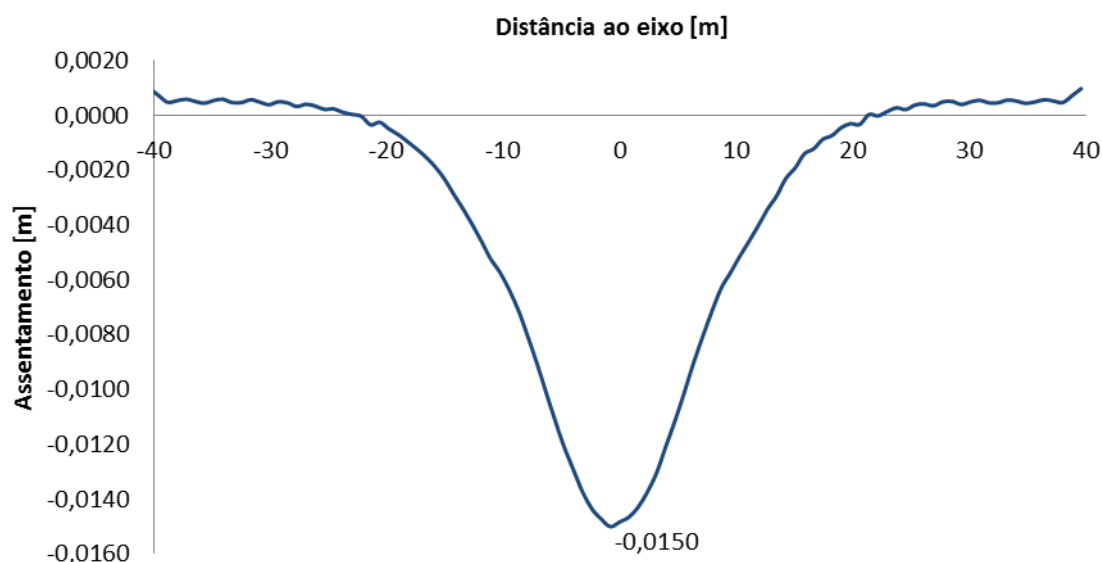


Fig. 108 – Curva de assentamentos superficiais no final da 1ª fase de escavação após calibração de fatores de alívio – Phase 2

Visto o resultado, conclui-se que na simulação numérica bidimensional do Túnel 4 do Porto a redução de 47,7% da pressão interna inicial nas fases de escavação da abóbada superior e abóbada inferior e soleira provisória conduz a deslocamentos semelhantes aos obtidos na simulação tridimensional e nos resultados de observação reais da obra.

Relembrando a calibração de fatores de alívio que consta no capítulo 6, pode fazer-se uma breve simulação onde se variam os fatores de alívio do caso prático consoante os parâmetros do solo e distância de avanço. O objetivo desta simulação é perceber se o modelo do Túnel 4 se encaixa nos modelos do capítulo anterior no que diz respeito à adoção de fatores de alívio.

Usando os intervalos de valores de fatores de alívio que constam no Quadro 43, e adequando de uma forma aproximada as características do solo e processo construtivo do modelo do Túnel 4, atribuem-se os fatores de alívio para novo cálculo de assentamentos superficiais que se encontram nos Quadro 47, Quadro 48, Quadro 49, Quadro 50, Quadro 51 e Quadro 52.

Estes fatores de alívio foram estimados a partir de parâmetros idênticos aos utilizados no capítulo 5, com eventual interpolação para os parâmetros cujos valores não se enquadravam nos valores correspondentes ao maciço do Túnel 4.

Quadro 47 – Fatores de alívio para o parâmetro K_0 do Túnel 4

Cálculo	K_0	λ_1	λ_2
1	0,4	-0,553	-0,553

Quadro 48 - Fatores de alívio para o parâmetro ψ' do Túnel 4

Cálculo	$\psi' [^\circ]$	λ_1	λ_2
2	0	-0,553	-0,553

Quadro 49 - Fatores de alívio para o parâmetro ϕ' do Túnel 4

Cálculo	$\phi' [^\circ]$	λ_1	λ_2
3	38	-0,510	-0,510

Quadro 50 - Fatores de alívio para o parâmetro c' do Túnel 4

Cálculo	$c' \text{ [kPa]}$	λ_1	λ_2
4	17	-0,770	-0,770

Quadro 51 - Fatores de alívio para o parâmetro E do Túnel 4

Cálculo	$E \text{ [MPa]}$	λ_1	λ_2
5	85,2	-0,575	-0,575

Quadro 52 - Fatores de alívio para o parâmetro d do Túnel 4

Cálculo	$d \text{ [m]}$	λ_1	λ_2
6	1,6	-0,702	-0,702

Apresentados os quadros de fatores de alívio, mostra-se na Fig. 109 os resultados da aplicação deste conjunto de fatores na forma de curva de assentamentos superficiais. Note-se que os cálculos 1 e 2 constituem um único cálculo, já que os fatores de alívio são iguais em todas as fases.

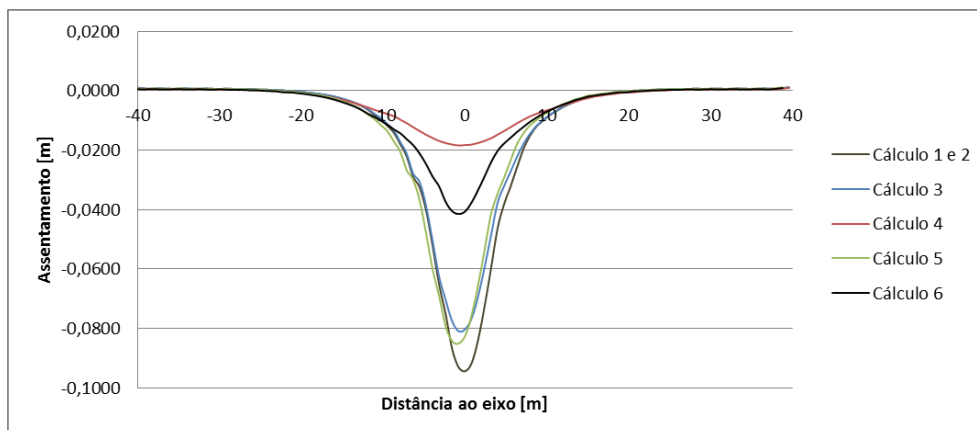


Fig. 109 – Curvas de assentamento superficial resultado da aplicação de diversos fatores de alívio

De facto, o que se observa é que os fatores de alívio atribuídos para o modelo do Túnel 4, atendendo aos fatores de alívio resultantes dos modelos em estudo no capítulo 6, resultam no geral, em assentamentos superficiais máximos superiores ao valor real. Um aumento ligeiro do fator de alívio a aplicar no modelo do Túnel 4 provoca um aumento do assentamento máximo superficial. No caso em que se atribui fatores de alívio calibrados segundo os parâmetros do solo, dados pelos cálculos 1, 2, 3 e 5, o assentamento máximo superficial é superior em cerca de 500% relativamente ao real e cálculo tridimensional. No cálculo 6, em que se admite os fatores de alívio provenientes do parâmetro do processo construtivo, nomeadamente a distância de avanço, o assentamento máximo é também da ordem dos 4 cm. E por último, o cálculo 4, proveniente da aplicação de fatores de alívio calibrados no modelo de alteração da coesão efetiva é o que demonstra valor de assentamento superficial mais próximo do valor real, isto é, um máximo de 1,8 cm.

Tendo em vista estes resultados conclui-se que os fatores de alívio provenientes da calibração dos modelos do capítulo 6 não se adequam ao modelo deste caso real. Essa discrepância justifica-se da seguinte forma:

- Os fatores de alívio admitidos para as fases de escavação λ_1 e λ_2 no caso do Túnel 4 totalizam 47,7% da redução da tensão inicial, já nos modelos de calibração do capítulo 6, a fase de escavação implica, no geral, fatores de alívio na ordem dos 55%. De facto, os modelos usados no capítulo anterior correspondem a uma escavação de secção circular ($D = 8,0$ m), o que corresponde a uma área de cerca de 50 m^2 , escavada de uma só vez, que em nada se assemelha ao modelo da 1ª fase de escavação do Túnel 4, já que este apresenta uma forma de ferradura e o seu processo construtivo consiste em escavação faseada. Cada uma das fases de escavação corresponde a uma área de aproximadamente 13 m^2 , o que representa uma percentagem de 26% da área usada nos capítulos 5 e 6 para a calibração dos fatores de alívio.

8

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após a realização deste trabalho, e atendendo ao facto de os principais objetivos serem a comparação de resultados obtidos pelo cálculo numérico bidimensional e tridimensional do comportamento de túneis superficiais face à escavação e a respetiva calibração dos fatores de alívio, pode afirmar-se que estes foram atingidos.

No que diz respeito à modelação tridimensional pode concluir-se que:

- A definição da malha de elementos finitos tem muita influência nos resultados, visto que uma maior discretização da malha na proximidade da cavidade resulta num maior número de pontos de Gauss nessa mesma zona e, consequentemente, menos interpolações a que os resultados estão sujeitos. Menos interpolações implicam menos erros de origem numérica nos resultados. O facto de a malha de elementos finitos adotada em praticamente todos os modelos de cálculo ser composta por elementos tetraédricos não replicados, também apresenta importância no que diz respeito à acumulação de erros, uma vez que não há garantia de que os nós estejam exatamente situados em pontos da cavidade e do suporte onde interessa obter resultados.
- A influência na direção longitudinal do túnel é relativamente curta nos modelos estudados, verificando-se maiores deformações concentradas na zona da frente de escavação que rapidamente estabilizam, como se prova pelos resultados das curvas de deslocamentos verticais no coroamento. Desta feita, a dimensão longitudinal assumida inicialmente como 6 diâmetros poderia ser reduzida a 4 diâmetros.

Relativamente à modelação bidimensional:

- Os resultados dos esforços mobilizados no suporte, quer esforços axiais, quer momentos fletores, não mostram grandes variações quando se procede ao estudo paramétrico, podendo afirmar-se que nestes resultados o programa *Phase 2* apresenta limitações, acusando a ausência do efeito tridimensional, e consequentemente, o efeito de arco.
- No geral, os modelos bidimensionais aproximam adequadamente os modelos tridimensionais no que diz respeito aos resultados das deformações à superfície e coroamento.

No que concerne à calibração dos fatores de alívio:

- É possível calibrar fatores de alívio com base em resultados do cálculo tridimensional, no entanto, os modelos utilizados mostram-se insuficientes para a elaboração de métodos aplicáveis a todos os casos, no que diz respeito à parametrização.
- Os resultados de esforços axiais mobilizados no suporte também poderiam constituir adequadamente uma base de calibração, já que se mostra uma boa aproximação do cálculo bidimensional nestes resultados de esforços.

No estudo do caso prático do Túnel 4 do Porto:

- A simulação em *RS3* mostrou-se adequada à situação real, concluindo-se que a definição dos materiais do modelo simplificam satisfatoriamente a secção heterogénea real estudada.
- Os fatores de alívio adotados no cálculo bidimensional em *Phase 2* mostram que uma parte significativa da tensão é descarregada sobre o suporte.
- Quando aplicados fatores de alívio provenientes do modelo de túnel circular que sofreram calibração, conclui-se que esses não se adequam por serem maioritariamente superiores e resultarem em assentamentos superficiais máximos longe da situação real, uma vez que o modelo circular que serve de calibração em nada se assemelha ao modelo do Túnel 4, quer no que diz respeito à geometria, quer relativamente ao processo construtivo, uma vez que o modelo do caso prático apresenta escavação faseada e secção em ferradura.

Como desenvolvimentos futuros pondera-se:

- O cálculo com recurso à modelação tridimensional com reajuste das dimensões e condições de fronteira do modelo, assim como, refinamento e alteração do tipo de malha de elementos finitos, com o objetivo de se obter resultados com menos erro associado e menos oscilações.
- A consideração de modelos tridimensionais com outro tipo de parametrização, nomeadamente em relação à geometria da secção transversal, à distância a que o túnel se encontra da superfície e do firme, à rigidez e características do suporte e ao processo construtivo, a fim de se perceber se de facto é viável a modelação tridimensional em todos os casos.
- A comparação de resultados em modelação 2D e 3D considerando-se a anisotropia do solo, a fim de se avaliar a componente distorcional associada ao processo de escavação.
- O desenvolvimento exaustivo de outros modelos de parametrização para a calibração de fatores de alívio, assim como, a utilização de outros resultados como base de acerto, que não sejam apenas assentamentos máximos superficiais e deslocamentos verticais no coroamento. Aconselha-se a calibração de fatores de alívio também para momentos fletores e esforços transversos máximos mobilizados no suporte.
- O desenvolvimento de leis/curvas que relacionem os diferentes parâmetros que ingressam no cálculo da construção de um túnel com os correspondentes fatores de alívio do cálculo bidimensional, com o objetivo de desenvolver métodos simplificados aplicáveis a todos os casos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADDENBROOKE, TI; POTTS, DM; PUZRIN, AM (1997) - The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. Géotechnique 47:3. 693-712. ISSN 0016-8505.
- ALMEIDA E SOUSA, J (1999) - Túneis em maciços terrosos: comportamento e modelação numérica. Coimbra
- ALMEIDA E SOUSA, J [et al.] (2010) - Three-dimensional nonlinear analyses of a metro tunnel in São Paulo Porous Clay, Brazil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 137:4. 376-384. ISSN 1090-0241.
- BERNAT, S (1996) - Modélisation des déformations induites par le creusement d'un tunnel—Application au métro de Lyon-Vaise. Ph. D Thesis, Ecole Centrale de Lyon.
- CLOUGH, GW; LECA, E (1989) - Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble du chantier à la théorie: actes du colloque organisé à Paris. Paris: Presses Ponts et Chaussées. ISBN 2-85978-123-4.
- DE FARIAS, MM; JUNIOR, AHM; DE ASSIS, AP (2004) - Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. Tunnelling and underground space technology 19:3. 283-293. ISSN 0886-7798.
- DUFFAUT, P; PANET, M (1989) - Convergence-Confinement Method for Tunnels in Ground. Proceedings of the 12th ICSMFE, Rio de Janeiro.
- EISENSTEIN, Z; BRANCO, P (1985) - Convergence-confinement method in shallow tunnels. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco. ISSN 9061915643.
- EISENSTEIN, Z; HEINZ, H; NEGRO, A (1984) - On three-dimensional ground response to tunnelling. 1984. ASCE.
- FERREIRA DA COSTA, A (2001) - Concepção e Projecto de Túneis em Obras Viárias. Análise do Túnel 4 do Porto. Universidade do Minho.
- FERREIRA DA COSTA, A [et al.] (2002) - Modelação Numérica da Escavação do Túnel 4 - Porto. 8º Congresso Nacional de Geotecnia.
- HUDSON, JA; STEINER, W (1992) - Swelling rock in tunnels: characterization and effect of horizontal stresses. ISBN 0727740245.
- JANIN, JP [et al.] (2015) - Numerical back-analysis of the southern Toulon tunnel measurements: a comparison of 3D and 2D approaches. Engineering Geology 195: 42-52. ISSN 0013-7952.
- KOCHEN, R (1989) - Contribuição ao Dimensionamento do Pré-Revestimento de Túneis Rasos em Solo. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- KUESEL, TR; HANSMIRE, WH (1987) - Rogers pass tunnel—bore and blast. Tunnelling and Underground Space Technology 385-389. ISSN 0886-7798.
- LIKITLERSUANG, S; SURARAK, C; BALASUBRAMANIAM, A (2016) - Long-term behaviour prediction of the Bangkok MRT tunnels using simplified finite-element modelling. Japanese Geotechnical Society Special Publication 1507-1512. ISSN 2188-8027.

- LOPES, P [et al.] (2001) - Monitorização e observação do comportamento das obras de execução do túnel 4-Porto. Curso sobre Túneis em meios urbanos. SPG/FCTUC. Coimbra
- MARTINS, FF; FERREIRA DA COSTA, A; ALMEIDA E SOUSA, J (2003) - Túnel 4 (Porto): análise tridimensional por elementos finitos. ISSN 0379-9522.
- MÖLLER, S (2006) - Tunnel induced settlements and structural forces in linings. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik. ISBN 3921837545.
- MÖLLER, S; VERMEER, PA (2008) - On numerical simulation of tunnel installation. Tunnelling and Underground Space Technology 461-475. ISSN 0886-7798.
- NG, Robert MC; LO, KY (1985) - The measurements of soil parameters relevant to tunnelling in clays. Canadian Geotechnical Journal 375-391. ISSN 0008-3674.
- PANET, M (2001) - Recommendations on the convergence-confinement method. AFTES report, Version 1-11.
- PANET, M; GUELLEC, P (1974) - Contribution à l'étude du soutènement derrière le front de taille. Proceedings of the 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics: Vol 2: part B.
- PECK, Ralph B (1969) - Deep excavations and tunnelling in soft ground.
- RANKEN, RE; GHABOUSSI, J (1975) - Tunnel design considerations: analysis of stresses and deformations around advancing tunnels.
- ROWE, RK; LO, KY; KACK, GJ (1983) - A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. Canadian Geotechnical Journal 11-22. ISSN 0008-3674.
- SWOBODA, G (1979) - Finite element analysis of the new austrian tunnelling method (NATM)
- TERZAGHI, K (1943) - Theory of Consolidation. Wiley Online Library. ISBN 0470172762.
- TOPA GOMES, AM (1998) - Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes - O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto. Porto
- ÜÇER, S (2006) - Comparison of 2D and 3D finite element models of tunnel advance in soft ground: a case study on Bolu Tunnels. Middle East Technical University.
- VERMEER, PA; BRINKGREVE, R (1993) - Plaxis version 5 manual. AA Balkema, Rotterdam
- VIEIRA, AM (2006) - Estudo do comportamento diferido no tempo de túneis em argilas sobreconsolidadas. Coimbra
- WONG, RCK; KAISER, PK (1991) - Performance assessment of tunnels in cohesionless soils. Journal of geotechnical engineering 1880-1901. ISSN 0733-9410.